



INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO DEL DEPURATORE DI
ALESSANDRIA ORTI - LINEA ACQUE E LINEA FANGHI
CUP E36G14000260008 - CIG 6185013231 - CIG 61863555 A4

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTA:



TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

ELABORATO N°:

II052P-PE-ST001

| ELABORATO | | | | CONTROLLATO | | APPROVATO | | | |
|-----------|----|--------|-------------|-------------|--|--------------|--|--|--|
| SIGLA | | G.BISI | | G.BISI | | S. VENTURINI | | | |
| REVISIONE | N. | | DESCRIZIONE | | | | | | |
| | 1 | | | | | | | | |
| | 2 | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | | | | |


NOME FILE:

II052P-PE-ST001.doc

DATA: Settembre 2016

SCALA:


-

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 2 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

**INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO
 DEL DEPURATORE DI ALESSANDRIA ORTI
 LINEA ACQUE – LINEA FANGHI
 CUP E36G14000260008
 CIG 6185013231 - CIG 61863555 A4**


PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE


| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 3 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

I N D I C E


| | | |
|--------|--|----|
| 1. | INTRODUZIONE | 19 |
| 2. | OGGETTO E SCOPO | 21 |
| 2.1. | Elaborati di progetto esecutivo | 22 |
| 3. | DESCRIZIONE GENERALE | 24 |
| 3.1. | Comparto biologico | 24 |
| 3.2. | Vasca di decantazione finale | 26 |
| 3.3. | Stazione di filtrazione finale | 28 |
| 3.4. | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale | 30 |
| 3.5. | Stazione di ispessimento dinamico | 33 |
| 3.6. | Locale soffianti | 35 |
| 3.7. | Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti | 37 |
| 3.8. | Pozzetto ripartitore al decantatore finale | 39 |
| 3.9. | Pozzetto fanghi | 41 |
| 3.10. | Platee di fondazione, vasche di contenimento e aie di raccolta detriti | 42 |
| 4. | NORMATIVE | 43 |
| 5. | CRITERI DI PROGETTO | 44 |
| 5.1. | Criteri per la definizione della composizione del calcestruzzo | 45 |
| 6. | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 47 |
| 6.1. | Caratteristiche meccaniche | 47 |
| 6.2. | Valori delle caratteristiche meccaniche da assumere nei calcoli | 47 |
| 6.2.1. | Calcestruzzo | 47 |
| 6.2.2. | Acciai per barre ad aderenza migliorata, reti e tralicci | 48 |
| 6.3. | Acciaio per strutture metalliche | 49 |
| 7. | CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO | 50 |
| 8. | ANALISI DEI CARICHI | 51 |
| 8.1. | Vita utile di progetto | 51 |
| 8.2. | Peso proprio strutturale | 51 |
| 8.3. | Carichi permanenti su elementi di copertura fabbricati | 51 |
| 8.4. | Spinta del terreno | 51 |
| 8.5. | Spinta del terreno indotta dal carico accidentale | 52 |
| 8.6. | Spinta della falda idrostatica | 52 |
| 8.7. | Spinta dei fluidi contenuti all'interno delle vasche | 52 |
| 8.8. | Carico variabile per copertura fabbricati | 52 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 4 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | | |
|---------|--|----|
| 8.9. | Azioni della neve per copertura fabbricati e vasche | 53 |
| 8.10. | Azioni del vento per strutture fuori terra | 53 |
| 8.11. | Azioni della temperatura | 53 |
| 8.12. | Azioni sismiche | 53 |
| 8.12.1. | Azione sismica di progetto su elementi dell'edificio | 54 |
| 8.12.2. | Spinta del terreno in fase sismica | 55 |
| 8.12.3. | Effetti idrodinamici sulle spinte dell'acqua libera | 55 |
| 9. | CRITERI DI VERIFICA | 56 |
| 9.1. | Descrizione generale | 56 |
| 9.2. | Combinazioni delle azioni (da par.2.5.3 del D.M. 14/01/2008) | 56 |
| 9.3. | Stati limite ultimi (da par.2.6.1 del D.M. 14/01/2008) | 57 |
| 9.4. | Coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in C.A. | 58 |
| 9.5. | Coefficienti di sicurezza parziali per gli acciai e modalità di verifica | 58 |
| 9.6. | Stati limite di esercizio | 59 |
| 10. | ANALISI STRUTTURALE VASCHE COMPARTO BIOLOGICO | 60 |
| 10.1. | Modello di calcolo ad elementi finiti | 60 |
| 10.2. | Condizioni di carico | 62 |
| 10.3. | Combinazioni dei carichi | 63 |
| 10.3.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 63 |
| 10.3.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 65 |
| 10.3.2. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 66 |
| 10.3.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti | 67 |
| 10.3.4. | Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti | 68 |
| 10.4. | Sollecitazioni | 68 |
| 10.4.1. | Suola di fondazione | 69 |
| 10.4.2. | Pareti esterne longitudinali | 70 |
| 10.4.1. | Pareti esterne trasversali | 71 |
| 10.4.1. | Setto interno | 72 |
| 10.5. | Verifiche strutturali | 73 |
| 10.5.1. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 73 |
| 10.5.2. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 74 |
| 10.5.3. | Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 74 |
| 10.5.4. | Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 75 |
| 10.5.5. | Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 76 |
| 10.5.6. | Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 77 |
| 10.5.7. | Parete interna - Verifiche Strutturali | 77 |
| 10.5.8. | Parete interna - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 78 |
| 10.5.9. | Passerella e Canaletta - Verifiche statiche | 79 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 5 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | |
|--|-----|
| 10.6. Verifiche geotecniche | 79 |
| 10.6.1. Analisi dei carichi | 79 |
| 10.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 79 |
| 10.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 80 |
| 10.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 80 |
| 11. ANALISI STRUTTURALE VASCA DI DECANTAZIONE FINALE | 81 |
| 11.1. Modello di calcolo ad elementi finiti | 81 |
| 11.2. Condizioni di carico | 83 |
| 11.3. Combinazioni dei carichi | 84 |
| 11.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 84 |
| 11.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 85 |
| 11.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 86 |
| 11.3.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti | 86 |
| 11.3.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti | 87 |
| 11.4. Sollecitazioni | 87 |
| 11.4.1. Suola di fondazione | 88 |
| 11.4.2. Parete esterna | 90 |
| 11.4.3. Canaletta | 91 |
| 11.4.1. Colonna centrale | 93 |
| 11.5. Verifiche strutturali | 94 |
| 11.5.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 94 |
| 11.5.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 95 |
| 11.5.3. Parete esterna - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 95 |
| 11.5.4. Parete esterna - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 96 |
| 11.5.5. Colonna Centrale - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 96 |
| 11.5.6. Colonna Centrale - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 97 |
| 11.5.7. Canaletta - Verifiche statiche | 97 |
| 11.6. Verifiche geotecniche | 98 |
| 11.6.1. Analisi dei carichi | 98 |
| 11.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 98 |
| 11.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 98 |
| 11.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 99 |
| 12. ANALISI STRUTTURALE VASCA FILTRAZIONE FINALE | 100 |
| 12.1. Modello di calcolo ad elementi finiti | 100 |
| 12.2. Condizioni di carico | 102 |
| 12.3. Combinazioni dei carichi | 103 |
| 12.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 103 |
| 12.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 104 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 6 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | | |
|---------|---|-----|
| 12.3.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 105 |
| 12.3.4. | Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti | 105 |
| 12.3.5. | Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti | 106 |
| 12.4. | Sollecitazioni | 106 |
| 12.4.1. | Suola di fondazione | 107 |
| 12.4.2. | Pareti esterne longitudinali | 108 |
| 12.4.3. | Pareti esterne trasversali | 109 |
| 12.4.1. | Pareti interne | 111 |
| 12.5. | Verifiche strutturali | 112 |
| 12.5.1. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 112 |
| 12.5.2. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 112 |
| 12.5.3. | Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 113 |
| 12.5.4. | Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 114 |
| 12.5.5. | Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 114 |
| 12.5.6. | Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 115 |
| 12.5.7. | Pareti interne - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 116 |
| 12.5.1. | Pareti interne - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 117 |
| 12.6. | Verifiche geotecniche | 117 |
| 12.6.1. | Analisi dei carichi | 117 |
| 12.6.2. | Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 118 |
| 12.6.3. | Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 118 |
| 12.6.4. | Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 118 |
| 13. | ANALISI STRUTTURALE VASCA STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE | 119 |
| 13.1. | Modello di calcolo ad elementi finiti | 119 |
| 13.2. | Condizioni di carico | 121 |
| 13.3. | Combinazioni dei carichi | 123 |
| 13.3.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 123 |
| 13.3.2. | Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 123 |
| 13.3.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 124 |
| 13.3.4. | Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti | 124 |
| 13.3.5. | Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti | 124 |
| 13.4. | Sollecitazioni | 124 |
| 13.4.1. | Suola di fondazione | 125 |
| 13.4.2. | Pareti esterne longitudinali | 126 |
| 13.4.3. | Pareti esterne trasversali | 127 |
| 13.4.1. | Soletta di copertura | 128 |
| 13.5. | Verifiche strutturali | 129 |
| 13.5.1. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 129 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 7 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | | |
|---------|---|-----|
| 13.5.2. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 130 |
| 13.5.3. | Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 130 |
| 13.5.4. | Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 131 |
| 13.5.5. | Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 131 |
| 13.5.6. | Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 132 |
| 13.5.1. | Pareti interne - Verifiche Strutturali | 133 |
| 13.5.1. | Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 133 |
| 13.5.2. | Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 134 |
| 13.6. | Verifiche geotecniche | 134 |
| 13.6.1. | Analisi dei carichi | 135 |
| 13.6.2. | Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 135 |
| 13.6.3. | Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 135 |
| 13.6.4. | Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 135 |
| 14. | ANALISI STRUTTURALE CAPANNONE STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE | 136 |
| 14.1. | Modello di calcolo ad elementi finiti | 136 |
| 14.2. | Condizioni di carico | 139 |
| 14.3. | Combinazioni dei carichi | 143 |
| 14.3.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 143 |
| 14.3.2. | Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (collasso) | 144 |
| 14.3.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 144 |
| 14.4. | Capannone - Analisi modale | 146 |
| 14.5. | Capannone - Sollecitazioni SLU | 149 |
| 14.5.1. | Trave continua di fondazione | 149 |
| 14.5.2. | Carpenteria metallica | 150 |
| 14.6. | Verifiche strutturali | 153 |
| 14.6.1. | Trave continua di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 153 |
| 14.6.2. | Trave continua di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 153 |
| 14.6.3. | Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 154 |
| 14.6.4. | Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 160 |
| 14.6.5. | Pannelli di copertura – Verifica strutturale | 161 |
| 14.6.6. | Pannelli di parete – Verifica strutturale | 162 |
| 14.6.7. | Collegamento colonna-basamento – Verifica strutturale | 163 |
| 14.7. | Verifiche geotecniche | 164 |
| 14.7.1. | Analisi dei carichi | 164 |
| 14.7.2. | Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 164 |
| 14.7.3. | Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 165 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 8 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | | |
|---------|--|-----|
| 14.7.4. | Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 165 |
| 15. | ANALISI STRUTTURALE STAZIONE DI ISPESSIMENTO | 166 |
| 15.1. | Modello di calcolo ad elementi finiti | 166 |
| 15.2. | Condizioni di carico | 168 |
| 15.3. | Combinazioni dei carichi | 172 |
| 15.3.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 172 |
| 15.3.2. | Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 173 |
| 15.3.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 173 |
| 15.4. | Analisi modale | 175 |
| 15.5. | Sollecitazioni SLU | 177 |
| 15.5.1. | Basamento | 177 |
| 15.5.2. | Carpenteria metallica | 179 |
| 15.6. | Verifiche strutturali | 182 |
| 15.6.1. | Basamento - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 182 |
| 15.6.2. | Basamento - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 182 |
| 15.6.3. | Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 183 |
| 15.6.1. | Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 186 |
| 15.6.1. | Pannelli di copertura – Verifica strutturale | 186 |
| 15.6.1. | Arcarecci – Verifica strutturale | 187 |
| 15.6.1. | Collegamento colonna-basamento – Verifica strutturale | 189 |
| 15.7. | Verifiche geotecniche | 190 |
| 15.7.1. | Analisi dei carichi | 190 |
| 15.7.2. | Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 191 |
| 15.7.3. | Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 191 |
| 15.7.4. | Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 191 |
| 16. | ANALISI STRUTTURALE LOCALE SOFFIANTI | 192 |
| 16.1. | Modello di calcolo ad elementi finiti | 192 |
| 16.2. | Condizioni di carico | 194 |
| 16.3. | Combinazioni dei carichi | 195 |
| 16.3.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 195 |
| 16.3.2. | Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (SLC) | 195 |
| 16.3.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 196 |
| 16.3.4. | Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti | 196 |
| 16.4. | Sollecitazioni | 196 |
| 16.4.1. | Suola di fondazione | 197 |
| 16.4.1. | Pareti trasversali | 198 |
| 16.4.1. | Pareti longitudinali | 199 |
| 16.4.1. | Soletta di copertura | 200 |
| 16.5. | Verifiche strutturali | 201 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-----------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 9 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | | |
|---------|--|-----|
| 16.5.1. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 201 |
| 16.5.2. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 201 |
| 16.5.3. | Pareti esterne - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 202 |
| 16.5.4. | Pareti esterne - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 203 |
| 16.5.1. | Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite ultimo | 203 |
| 16.5.2. | Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 204 |
| 16.5.3. | Parete interna - Verifiche strutturali | 205 |
| 16.6. | Verifiche geotecniche | 205 |
| 16.6.1. | Analisi dei carichi | 205 |
| 16.6.2. | Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 206 |
| 16.6.3. | Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 206 |
| 16.6.4. | Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 206 |
| 17. | ANALISI STRUTTURALE POZZETTO RIPARTITORE AI PRETRATTAMENTI | 207 |
| 17.1. | Condizioni di carico | 208 |
| 17.2. | Combinazioni dei carichi | 210 |
| 17.2.1. | Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 210 |
| 17.2.2. | Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 210 |
| 17.2.3. | Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 211 |
| 17.2.4. | Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti | 211 |
| 17.2.5. | Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti | 211 |
| 17.3. | Sollecitazioni | 211 |
| 17.3.1. | Suola di fondazione | 212 |
| 17.3.2. | Pareti longitudinali | 213 |
| 17.3.3. | Pareti trasversali | 214 |
| 17.3.4. | Soletta di copertura | 215 |
| 17.4. | Verifiche strutturali | 216 |
| 17.4.1. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 216 |
| 17.4.2. | Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 216 |
| 17.4.3. | Pareti - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 217 |
| 17.4.4. | Pareti - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 218 |
| 17.4.5. | Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 218 |
| 17.4.6. | Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 219 |
| 17.5. | Verifiche geotecniche | 220 |
| 17.5.1. | Analisi dei carichi | 220 |
| 17.5.2. | Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 220 |
| 17.5.3. | Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 220 |
| 17.5.4. | Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 221 |
| 18. | ANALISI STRUTTURALE POZZETTO FANGHI | 222 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 10 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | |
|---|-----|
| 18.1. Condizioni di carico | 223 |
| 18.2. Combinazioni dei carichi | 224 |
| 18.2.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti | 224 |
| 18.2.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.) | 225 |
| 18.2.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare | 226 |
| 18.2.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti | 226 |
| 18.2.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti | 227 |
| 18.3. Sollecitazioni | 227 |
| 18.3.1. Suola di fondazione | 228 |
| 18.3.2. Pareti longitudinali | 229 |
| 18.3.3. Pareti trasversali | 230 |
| 18.4. Verifiche strutturali | 231 |
| 18.4.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 231 |
| 18.4.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 231 |
| 18.4.3. Pareti - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 232 |
| 18.4.4. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 233 |
| 18.5. Verifiche geotecniche | 233 |
| 18.5.1. Analisi dei carichi | 234 |
| 18.5.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 234 |
| 18.5.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 234 |
| 18.5.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio | 234 |
| 19. MURO DI SOSTEGNO | 235 |
| 19.1. Condizioni di carico | 237 |
| 19.2. Combinazioni dei carichi e criteri di verifica | 237 |
| 19.3. Verifica geotecniche | 238 |
| 19.3.1. Verifica di ribaltamento allo Stato Limite Ultimo (EQU) | 238 |
| 19.3.2. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo | 239 |
| 19.3.3. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo | 239 |
| 19.4. Verifiche strutturali | 240 |
| 19.4.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 240 |
| 19.4.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 241 |
| 19.4.3. Elevazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo | 241 |
| 19.4.4. Elevazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio | 242 |
| 20. OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI | 243 |
| 20.1. Paratia tipo A | 244 |
| 20.1.1. Stratigrafia e parametri geotecnici | 244 |
| 20.1.2. Palancolato metallico | 244 |


| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 11 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | | |
|---------|-------------------------------------|-----|
| 20.1.3. | Fasi di calcolo | 244 |
| 20.1.4. | Risultati delle analisi | 246 |
| 20.1.5. | Verifiche strutturali palancoato | 247 |
| 20.2. | Paratia tipo B | 249 |
| 20.2.1. | Stratigrafia e parametri geotecnici | 249 |
| 20.2.2. | Palancoato metallico | 249 |
| 20.2.3. | Fasi di calcolo | 249 |
| 20.2.4. | Risultati delle analisi | 251 |
| 20.2.5. | Verifiche strutturali palancoato | 252 |
| 21. | CONCLUSIONI | 254 |


| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 12 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

INDICE DELLE FIGURE


| | |
|--|----|
| Fig. 3.1 - Comparto biologico - Pianta | 24 |
| Fig. 3.2 - Comparto biologico - Sezione longitudinale A-A | 25 |
| Fig. 3.3 - Comparto biologico - Sezione trasversale B-B | 25 |
| Fig. 3.4 - Decantazione finale - Sezione | 26 |
| Fig. 3.5 - Decantazione finale - Pianta | 27 |
| Fig. 3.6 - Filtrazione finale – Pianta | 28 |
| Fig. 3.7 - Filtrazione finale - Sezione a-a | 29 |
| Fig. 3.8 - Filtrazione finale - Sezione B-B | 29 |
| Fig. 3.9 - Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale – Pianta | 31 |
| Fig. 3.10 - Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale – Sezione A-A | 32 |
| Fig. 3.11 - Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale – Sezione B-B | 32 |
| Fig. 3.12 - Stazione di ispessimento dinamico – Pianta | 33 |
| Fig. 3.13 - Stazione di ispessimento dinamico – Sezioni copertura | 34 |
| Fig. 3.14 - Locale soffianti – Pianta | 35 |
| Fig. 3.15 - Locale soffianti - Sezione A-A | 36 |
| Fig. 3.16 - Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti – Pianta | 37 |
| Fig. 3.17 - Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti – Sezione | 38 |
| Fig. 3.18 - Pozzetto ripartitore al decantatore finale– Pianta | 39 |
| Fig. 3.19 - Pozzetto ripartitore al decantatore finale – Sezione B1-B1 | 40 |
| Fig. 3.20 - Pozzetto fanghi – Pianta | 41 |
| Fig. 3.21 - Pozzetto fanghi – Sezioni A-A e B-B | 41 |
| Fig. 3.23 - Stazione di dosaggio – Sezione | 42 |
| Fig. 10.1 - Biologico - Modello F.E.M. – Vista 3D Sud-Ovest | 61 |
| Fig. 10.2 - Biologico - Modello F.E.M. – Vista 3D Nord-Est | 61 |
| Fig. 10.3 - Biologico – Suola di fondazione – Involuppo SLU M11 | 69 |
| Fig. 10.4 - Biologico – Suola di fondazione – Involuppo SLU M22 | 69 |
| Fig. 10.5 - Biologico – Pareti esterne long. – Involuppo SLU M11 | 70 |
| Fig. 10.6 - Biologico – Pareti esterne long. – Involuppo SLU M22 | 70 |
| Fig. 10.7 - Biologico – Pareti esterne trasv. – Involuppo SLU M11 | 71 |
| Fig. 10.8 - Biologico – Pareti esterne trasv. – Involuppo SLU M22 | 71 |
| Fig. 10.9 - Biologico – Setto interno – Involuppo SLU M11 | 72 |
| Fig. 10.10 - Biologico – Setto interno – Involuppo SLU M22 | 72 |
| Fig. 11.1 - Decantazione finale - Modello F.E.M. – Vista 3D | 82 |
| Fig. 11.2 - Decantazione finale – Suola di fondazione – Involuppo SLU M11+ | 88 |
| Fig. 11.3 - Decantazione finale – Suola di fondazione – Involuppo SLU M11+ | 88 |
| Fig. 11.4 - Decantazione finale – Suola di fondazione – Involuppo SLU M22- | 89 |
| Fig. 11.5 - Decantazione finale – Suola di fondazione – Involuppo SLU M22+ | 89 |
| Fig. 11.6 - Decantazione finale – Parete esterna – Involuppo SLU M11 | 90 |
| Fig. 11.7 - Decantazione finale – Parete esterna – Involuppo SLU M22 | 90 |
| Fig. 11.8 - Decantazione finale – Canaletta – Involuppo SLU M11- | 91 |
| Fig. 11.9 - Decantazione finale – Canaletta – Involuppo SLU M11+ | 91 |
| Fig. 11.10 - Decantazione finale – Canaletta – Involuppo SLU M22- | 92 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 13 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| | |
|---|-----|
| Fig. 11.11 - Decantazione finale – Canaletta – Inviluppo SLU M22+ | 92 |
| Fig. 11.12 - Decantazione finale – Colonna centrale – Inviluppo SLU M22-M33 | 93 |
| Fig. 11.13 - Decantazione finale – Colonna centrale – Inviluppo SLU MT | 93 |
| Fig. 12.1 - Filtrazione - Modello F.E.M. – Vista 3D Sud-Ovest | 101 |
| Fig. 12.2 - Filtrazione - Modello F.E.M. – Vista 3D Nord-Est | 101 |
| Fig. 12.3 - Filtrazione – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M11 | 107 |
| Fig. 12.4 - Filtrazione – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M22 | 107 |
| Fig. 12.5 - Filtrazione – Pareti esterne 1 e 4 – Inviluppo SLU M11 | 108 |
| Fig. 12.6 - Filtrazione – Pareti esterne 1 e 4 – Inviluppo SLU M22 | 108 |
| Fig. 12.7 - Filtrazione – Parete esterna A – Inviluppo SLU M11 | 109 |
| Fig. 12.8 - Filtrazione – Parete esterna A – Inviluppo SLU M22 | 109 |
| Fig. 12.9 - Filtrazione – Parete esterna F – Inviluppo SLU M11 | 110 |
| Fig. 12.10 - Filtrazione – Parete esterna F – Inviluppo SLU M22 | 110 |
| Fig. 12.11 - Filtrazione – Pareti Interne – Inviluppo SLU M11 | 111 |
| Fig. 12.12 - Filtrazione – Pareti Interne – Inviluppo SLU M22 | 111 |
| Fig. 13.1 - Vasca Grigliatura - Modello F.E.M. – Vista 3D Sud-Ovest | 120 |
| Fig. 13.2 - Vasca Grigliatura - Modello F.E.M. – Vista 3D Nord-Est | 120 |
| Fig. 13.3 - Vasca Grigliatura – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M11 | 125 |
| Fig. 13.4 - Vasca Grigliatura – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M22 | 125 |
| Fig. 13.5 - Vasca Grigliatura – Pareti esterne long. – Inviluppo SLU M11 | 126 |
| Fig. 13.6 - Vasca Grigliatura – Pareti esterne long. – Inviluppo SLU M22 | 126 |
| Fig. 13.7 - Vasca Grigliatura – Pareti esterne trasv. – Inviluppo SLU M11 | 127 |
| Fig. 13.8 - Vasca Grigliatura – Pareti esterne trasv. – Inviluppo SLU M22 | 127 |
| Fig. 13.9 - Vasca Grigliatura – Soletta di copertura– Inviluppo SLU M11 | 128 |
| Fig. 13.10 - Vasca Grigliatura – Soletta di copertura – Inviluppo SLU M22 | 128 |
| Fig. 14.1 - Capannone Grigliatura - Modello F.E.M. - Vista 3D | 137 |
| Fig. 14.2 - Capannone Grigliatura - Modello F.E.M. - Vista trasversale | 137 |
| Fig. 14.3 - Capannone Grigliatura - Modello F.E.M. - Vista longitudinale | 138 |
| Fig. 14.4 - Capannone Grigliatura - Permanenti portati | 139 |
| Fig. 14.5 - Capannone Grigliatura – Carico variabile in copertura | 140 |
| Fig. 14.6 - Capannone Grigliatura – Azione della neve | 140 |
| Fig. 14.7 - Capannone Grigliatura – Azione del vento (dir. trasversale) | 141 |
| Fig. 14.8 - Capannone Grigliatura – Azione del vento (dir. longitudinale) | 141 |
| Fig. 14.9 - Capannone Grigliatura – Spettro di progetto SLC | 142 |
| Fig. 14.10 - Capannone Grigliatura – Analisi modale – Modo I | 147 |
| Fig. 14.11 - Capannone Grigliatura – Analisi modale – Modo II | 148 |
| Fig. 14.12 - Capannone Grigliatura – Analisi modale – Modo III | 148 |
| Fig. 14.13 - Capannone Grigliatura – Trave continua – Inviluppo SLU M22 | 149 |
| Fig. 14.14 - Capannone Grigliatura – Trave continua – Inviluppo SLU M33 | 150 |
| Fig. 14.15 - Capannone Grigliatura – Carp. metallica – Inviluppo SLU M22 | 150 |
| Fig. 14.16 - Capannone Grigliatura – Carp. metallica – Inviluppo SLU M33 | 151 |
| Fig. 14.17 - Capannone Grigliatura – Carp. metallica – Inviluppo SLU V22 | 151 |
| Fig. 14.18 - Capannone Grigliatura – Carp. metallica – Inviluppo SLU V33 | 152 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 14 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | |
|--|-----|
| Fig. 14.19 - Capannone Grigliatura – Carp. metallica – Inviluppo SLU N | 152 |
| Fig. 14.20 - Capannone Grigliatura – Verifiche SLU | 154 |
| Fig. 14.21 - Capannone Grigliatura – Deformata SLE | 160 |
| Fig. 14.22 - Capannone Grigliatura – Pannelli di copertura – Tabella portate | 161 |
| Fig. 14.22 - Capannone Grigliatura – Pannelli di parete – Tabella portate | 162 |
| Fig. 15.1 –Ispessimento - Modello F.E.M. – Vista 3D | 167 |
| Fig. 15.2 - Ispessimento - Permanenti portati | 168 |
| Fig. 15.3 - Ispessimento – Carico variabile in copertura | 169 |
| Fig. 15.4 - Ispessimento – Azione della neve | 169 |
| Fig. 15.5 - Ispessimento – Azione del vento (dir. trasversale) | 170 |
| Fig. 15.6 - Ispessimento – Azione del vento (dir. longitudinale) | 170 |
| Fig. 15.7 - Ispessimento – Spettro di progetto SLC | 171 |
| Fig. 15.8 - Ispessimento – Analisi modale – Modo I | 175 |
| Fig. 15.9 - Ispessimento – Analisi modale – Modo II | 176 |
| Fig. 15.10 - Ispessimento – Analisi modale – Modo III | 176 |
| Fig. 15.11 - Ispessimento– Basamento – Inviluppo SLU M11 | 177 |
| Fig. 15.12 - Ispessimento– Basamento – Inviluppo SLU M22 | 178 |
| Fig. 15.13 - Ispessimento – Carpenteria metallica– Inviluppo SLU M22 | 179 |
| Fig. 15.14 - Ispessimento - Carpenteria metallica– Inviluppo SLU M33 | 179 |
| Fig. 15.15 - Ispessimento - Carpenteria metallica– Inviluppo SLU V22 | 180 |
| Fig. 15.16 - Ispessimento - Carpenteria metallica– Inviluppo SLU V33 | 180 |
| Fig. 15.17 - Ispessimento - Carpenteria metallica– Inviluppo SLU N | 181 |
| Fig. 15.18 - Ispessimento – Verifiche SLU | 183 |
| Fig. 15.19 - Ispessimento - Deformata SLE | 186 |
| Fig. 16.1 - Locale soffianti - Modello F.E.M. – vista 3D nord-ovest | 193 |
| Fig. 16.2 - Locale soffianti - Modello F.E.M. – vista 3D sud-est | 193 |
| Fig. 16.3 - Locale soffianti - spettro di progetto SLC | 194 |
| Fig. 16.4 - Locale soffianti – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M11 | 197 |
| Fig. 16.5 - Locale soffianti – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M22 | 197 |
| Fig. 16.6 - Locale soffianti - Pareti trasversali – Inviluppo SLU M11 | 198 |
| Fig. 16.7 - Locale soffianti - Pareti trasversali – Inviluppo SLU M22 | 198 |
| Fig. 16.8 - Locale soffianti – Pareti longitudinali – Inviluppo SLU M11 | 199 |
| Fig. 16.9 - Locale soffianti - Pareti longitudinali – Inviluppo SLU M22 | 199 |
| Fig. 16.10 - Locale soffianti – Soletta di copertura – Inviluppo SLU M11 | 200 |
| Fig. 16.11 - Locale soffianti - Soletta di copertura – Inviluppo SLU M22 | 200 |
| Fig. 17.1 - Pozzetto ripartitore - Modello F.E.M. – Vista 3D | 208 |
| Fig. 17.2 - Pozzetto Ripartitore – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M11 | 212 |
| Fig. 17.3 - Pozzetto Ripartitore – Suola di fondazione – Inviluppo SLU M22 | 212 |
| Fig. 17.4 - Pozzetto Ripartitore – Pareti longitudinali – Inviluppo SLU M11 | 213 |
| Fig. 17.5 - Pozzetto Ripartitore – Pareti longitudinali – Inviluppo SLU M22 | 213 |
| Fig. 17.6 - Pozzetto Ripartitore – Pareti trasversali – Inviluppo SLU M11 | 214 |
| Fig. 17.7 - Pozzetto Ripartitore – Pareti trasversali – Inviluppo SLU M22 | 214 |
| Fig. 17.8 - Pozzetto Ripartitore – Soletta di copertura– Inviluppo SLU M11 | 215 |
| Fig. 17.9 - Pozzetto Ripartitore – Soletta di copertura – Inviluppo SLU M22 | 215 |


| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 15 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | |
|--|-----|
| Fig. 18.1 - Pozzetto fanghi - Modello F.E.M. - Viste 3D | 222 |
| Fig. 18.2 - Pozzetto fanghi - Suola di fondazione - Inviluppo SLU M11 | 228 |
| Fig. 18.3 - Pozzetto fanghi - Suola di fondazione - Inviluppo SLU M22 | 228 |
| Fig. 18.4 - Pozzetto fanghi - Pareti longitudinali - Inviluppo SLU M11 | 229 |
| Fig. 18.5 - Pozzetto fanghi - Pareti longitudinali - Inviluppo SLU M22 | 229 |
| Fig. 18.6 - Pozzetto fanghi - Pareti trasversali - Inviluppo SLU M11 | 230 |
| Fig. 18.7 - Pozzetto fanghi - Pareti trasversali - Inviluppo SLU M22 | 230 |
| Fig. 19.1 - Muro di sostegno - Modello di calcolo | 236 |
| Fig. 20.1 - Paratia A - Fasi di calcolo | 245 |
| Fig. 20.2 - Paratia A - Inviluppo SLU momento flettente | 246 |
| Fig. 20.3 - Paratia A - Inviluppo SLU azione di taglio | 246 |
| Fig. 20.4 - Paratia A - Deformazione allo SLE | 247 |
| Fig. 20.5 - Paratia A - Tasso di sfruttamento a flessione | 247 |
| Fig. 20.6 - Paratia A - Tasso di sfruttamento a taglio | 248 |
| Fig. 20.7 - Paratia B - Fasi di calcolo | 250 |
| Fig. 20.8 - Paratia B - Inviluppo SLU momento flettente | 251 |
| Fig. 20.9 - Paratia B - Inviluppo SLU azione di taglio | 251 |
| Fig. 20.10 - Paratia B - Deformazione allo SLE | 252 |
| Fig. 20.11 - Paratia B - Tasso di sfruttamento a flessione | 252 |
| Fig. 20.12 - Paratia B - Tasso di sfruttamento a taglio | 253 |


| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 16 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

INDICE DELLE TABELLE


| | | |
|-------------|--|-----|
| Tab. 5.1: | Prospetto 4 della normativa UNI 11104:2004 | 46 |
| Tab. 7.1: | Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione | 50 |
| Tab. 9.1: | Coefficienti parziali per le azioni (tab. 2.6.I del d.m. 14/01/2008) | 57 |
| Tab. 9.2: | Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II d.m. 14/01/2008) | 58 |
| Tab. 9.3: | Coefficienti parziali per le verifiche di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I del d.m. 14/01/2008) | 58 |
| Tab. 10.1: | Biologico – Suola di fondazione - Verifiche SLU a flessione | 73 |
| Tab. 10.2: | Biologico – Suola di fondazione - Verifiche SLU a taglio | 73 |
| Tab. 10.3: | Biologico – Suola di fondazione - Verifiche SLE | 74 |
| Tab. 10.4: | Biologico – Pareti esterne 1 e 5 – Verifiche SLU flessione | 75 |
| Tab. 10.5: | Biologico – Pareti esterne 1 e 5 - Verifiche SLU a taglio | 75 |
| Tab. 10.6: | Biologico – Pareti esterne 1 e 5 - Verifiche SLE (cond. rare) | 75 |
| Tab. 10.7: | Biologico – Pareti esterne A ed E – Verifiche SLU flessione | 76 |
| Tab. 10.8: | Biologico – Pareti esterne A ed E - Verifiche SLU a taglio | 76 |
| Tab. 10.9: | Biologico – Pareti esterne A ed E - Verifiche SLE (cond. rare) | 77 |
| Tab. 10.10: | Biologico – Parete interna – Verifiche SLU flessione | 78 |
| Tab. 10.11: | Biologico – Parete interna - Verifiche SLU a taglio | 78 |
| Tab. 10.12: | Biologico – Parete interna - Verifiche SLE (cond. rare) | 78 |
| Tab. 11.1: | Decantazione finale – Suola di fondazione - Verifiche SLU a flessione | 94 |
| Tab. 11.2: | Decantazione finale – Suola di fondazione - Verifiche SLU a taglio | 94 |
| Tab. 11.3: | Decantazione finale – Suola di fondazione - Verifiche SLE | 95 |
| Tab. 11.4: | Decantazione finale – Parete esterna - Verifiche SLU a flessione | 95 |
| Tab. 11.5: | Decantazione finale – Parete esterna - Verifiche SLU a taglio | 96 |
| Tab. 11.6: | Decantazione finale – Parete esterna - Verifiche SLE | 96 |
| Tab. 12.1: | Filtrazione – Suola di fondazione - Verifiche SLU a flessione | 112 |
| Tab. 12.2: | Filtrazione – Suola di fondazione - Verifiche SLU a taglio | 112 |
| Tab. 12.3: | Filtrazione – Suola di fondazione - Verifiche SLE | 113 |
| Tab. 12.4: | Filtrazione – Pareti esterne 1 e 4 – Verifiche SLU flessione | 113 |
| Tab. 12.5: | Filtrazione – Pareti esterne 1 e 4 - Verifiche SLU a taglio | 114 |
| Tab. 12.6: | Filtrazione – Pareti esterne 1 e 4 - Verifiche SLE (cond. rare) | 114 |
| Tab. 12.7: | Filtrazione – Pareti esterne A e F – Verifiche SLU flessione | 115 |
| Tab. 12.8: | Filtrazione – Pareti esterne A e F - Verifiche SLU a taglio | 115 |
| Tab. 12.9: | Filtrazione – Pareti esterne A e F - Verifiche SLE (cond. rare) | 116 |
| Tab. 12.10: | Filtrazione – Pareti interne – Verifiche SLU flessione | 116 |
| Tab. 12.11: | Filtrazione – Pareti interne - Verifiche SLU a taglio | 116 |
| Tab. 12.12: | Filtrazione – Pareti interne - Verifiche SLE (cond. rare) | 117 |
| Tab. 13.1: | Grigliatura – Suola di fondazione - Verifiche SLU a flessione | 129 |
| Tab. 13.2: | Grigliatura – Suola di fondazione - Verifiche SLU a taglio | 129 |
| Tab. 13.3: | Grigliatura – Suola di fondazione - Verifiche SLE (cond. rare) | 130 |
| Tab. 13.4: | Grigliatura – Pareti esterne Long. – Verifiche SLU flessione | 130 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 17 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Tab. 13.5: | Grigliatura – Pareti esterne Long. - Verifiche SLU a taglio | 131 |
| Tab. 13.6: | Grigliatura – Pareti esterne Long. - Verifiche SLE (cond. rare) | 131 |
| Tab. 13.7: | Grigliatura – Pareti esterne A e G – Verifiche SLU flessione | 132 |
| Tab. 13.8: | Grigliatura – Pareti esterne A e G - Verifiche SLU a taglio | 132 |
| Tab. 13.9: | Grigliatura – Pareti esterne A e G - Verifiche SLE (cond. rare) | 132 |
| Tab. 13.10: | Grigliatura – Soletta di copertura - Verifiche SLU a flessione | 133 |
| Tab. 13.11: | Grigliatura – Soletta di copertura - Verifiche SLU a taglio | 134 |
| Tab. 13.12: | Grigliatura – Soletta di copertura - Verifiche SLE | 134 |
| Tab. 14.1: | Capannone Grigliatura – Trave continua - Verifiche SLU a flessione | 153 |
| Tab. 14.2: | Capannone Grigliatura – Trave continua - Verifiche SLU a taglio | 153 |
| Tab. 14.3: | Capannone Grigliatura – Trave continua - Verifiche SLE | 153 |
| Tab. 15.1: | Ispessimento – Basamento - Verifiche SLU a flessione | 182 |
| Tab. 15.2: | Ispessimento – Basamento - Verifiche SLU a taglio | 182 |
| Tab. 15.3: | Ispessimento – Basamento - Verifiche SLE | 183 |
| Tab. 16.1: | Locale soffianti – Suola di fondazione – Verifiche SLU a flessione | 201 |
| Tab. 16.2: | Locale soffianti – Suola di fondazione – Verifiche SLU a taglio | 201 |
| Tab. 16.3: | Locale soffianti – Fondazione - Verifiche SLE (cond. rare) | 202 |
| Tab. 16.4: | Locale soffianti – Pareti esterne - Verifiche SLU a flessione | 202 |
| Tab. 16.5: | Locale soffianti – Pareti esterne - Verifiche SLU a taglio | 203 |
| Tab. 16.6: | Locale soffianti – Pareti esterne - Verifiche SLE (cond. rare) | 203 |
| Tab. 16.7: | Locale soffianti – Copertura – Verifiche SLU a flessione | 204 |
| Tab. 16.8: | Locale soffianti – Copertura – Verifiche SLU a taglio | 204 |
| Tab. 16.9: | Locale soffianti – Copertura - Verifiche SLE (cond. rare) | 204 |
| Tab. 17.1: | Pozzetto Ripartitore – Fondazione – Verifiche SLU a flessione | 216 |
| Tab. 17.2: | Pozzetto Ripartitore – Fondazione – Verifiche SLU a taglio | 216 |
| Tab. 17.3: | Pozzetto Ripartitore – Fondazione – Verifiche SLE (cond. rare) | 217 |
| Tab. 17.4: | Pozzetto Ripartitore – Pareti – Verifiche SLU flessione | 217 |
| Tab. 17.5: | Pozzetto Ripartitore – Pareti – Verifiche SLU a taglio | 218 |
| Tab. 17.6: | Pozzetto Ripartitore – Pareti – Verifiche SLE (cond. rare) | 218 |
| Tab. 17.7: | Pozzetto Ripartitore – Copertura – Verifiche SLU a flessione | 219 |
| Tab. 17.8: | Pozzetto Ripartitore – Copertura – Verifiche SLU a taglio | 219 |
| Tab. 17.9: | Pozzetto Ripartitore – Copertura – Verifiche SLE (cond. rare) | 219 |
| Tab. 18.1: | Pozzetto Fanghi – Suola di fondazione – Verifiche SLU a flessione | 231 |
| Tab. 18.2: | Pozzetto Fanghi – Suola di fondazione – Verifiche SLU a taglio | 231 |
| Tab. 18.3: | Pozzetto Fanghi – Suola di fondazione – Verifiche SLE (cond. rare) | 232 |
| Tab. 18.4: | Pozzetto fanghi – Pareti – Verifiche SLU flessione | 232 |
| Tab. 18.5: | Pozzetto fanghi – Pareti – Verifiche SLU a taglio | 233 |
| Tab. 18.6: | Pozzetto Fanghi – Pareti – Verifiche SLE (cond. rare) | 233 |
| Tab. 19.1: | Coefficienti parziali per le verifiche di muri di sostegno (tab. 6.5.I del d.m. 14/01/2008) | 238 |
| Tab. 19.2: | Muro di sostegno – Verifiche al Ribaltamento | 238 |
| Tab. 19.3: | Muro di sostegno – Scorrimento – Verifiche SLU persistenti | 239 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 18 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | |
|--|-----|
| Tab. 19.4: Muro di sostegno – Scorrimento – Verifiche SLU sismici | 239 |
| Tab. 19.5: Muro di sostegno – Cap. portante – Verifiche SLU persistenti | 239 |
| Tab. 19.6: Muro di sostegno – Capacita' portante – Verifiche SLU sismici | 239 |
| Tab. 19.7: Muro di sostegno – Suola di fondazione – Verifiche SLU a flessione | 240 |
| Tab. 19.8: Muro di sostegno – Suola di fondazione – Verifiche SLU a taglio | 240 |
| Tab. 19.9: Muro di sostegno – Suola di fondazione – Verifiche SLE (cond. rare) | 241 |
| Tab. 19.10: Muro di sostegno – Elevazione – Verifiche SLU flessione | 242 |
| Tab. 19.11: Muro di sostegno – Elevazione – Verifiche SLU a taglio | 242 |
| Tab. 19.12: Muro di sostegno – Elevazione – Verifiche SLE (cond. rare) | 242 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 19 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

1. INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le metodologie, i criteri di calcolo, le analisi e le verifiche strutturali condotte sulle principali opere civili previste nell'ambito dei lavori di miglioramento delle linee acqua e fanghi del Depuratore di "Alessandria Orti" ubicato in Comune di Alessandria (AL).

Per il calcolo sono stati utilizzati modelli bidimensionali e tridimensionali rappresentativi dei vari elementi strutturali.

Il calcolo è stato spinto ad un livello di dettaglio comprendente la specifica delle caratteristiche dei materiali, il dimensionamento della geometria degli elementi strutturali e l'individuazione delle armature di pareti, platee e solette.

Il dimensionamento e le verifiche statiche degli elementi strutturali sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti riportate al cap. 4.


Nell'ambito dell'adeguamento e potenziamento delle linee acqua e fanghi del Depuratore è prevista la realizzazione dei seguenti interventi di carattere civile:

- Comparto biologico (n.° 2 vasche di denitrificazione e nitrificazione);
- Vasca di decantazione finale;
- Stazione di filtrazione finale;
- Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale;
- Stazione di ispessimento dinamico;
- Locale soffianti;
- Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti;
- Pozzetto ripartitore al decantatore finale;
- Pozzetto fanghi;
- Platea di fondazione per pompe e vasca di contenimento per serbatoi;
- Aie di raccolta detriti;
- Muro di sostegno in adiacenza alla Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale;
- Paratie provvisorie per la realizzazione della Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale;

Dal punto di vista strutturale e/o funzionale i manufatti si presentano in parte interrati, per cui si deve tenere conto della spinta del terreno esercitata contro le pareti. Si tratta di una azione che contrasta con la spinta prodotta dai fluidi contenuti nei serbatoi.

Di essa si tiene ovviamente conto ai fini di definire gli sforzi che si hanno nelle strutture per le condizioni di esercizio; per le condizioni sismiche si ritiene di considerare gli effetti indotti dall'azione sulle masse strutturali, inclusa l'azione idrodinamica sui fluidi contenuti e, ove dimensionante ai fini delle verifiche strutturali, l'incremento di spinta ad opera dei terreni circostanti.


Per i manufatti interrati con funzione di contenimento di liquidi/liquami si è scelta la tipologia tipica delle vasche con soletta di fondo e pareti in c.a. ad essa monolitiche.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 20 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Per le opere in c.a. sono stati scelti calcestruzzi dotati di appropriata composizione, compattezza e resistenza, in modo da garantirne la dovuta durabilità nel tempo, considerando l'aggressività ambientale che interessa i manufatti di progetto.

Dal punto di vista sismico si rimanda allo specifico inquadramento riportato nel capitolo ad esso dedicato. Per maggiore chiarezza si riepilogano qui appresso le assunzioni di base per la stesura del progetto esecutivo:

- Tipo di costruzione 2;
- Vita nominale dell'opera $V_N \geq 50$ anni;
- Classe d'uso II;
- Coefficiente d'uso $C_U = 1,0$;
- Periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 21 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

2. OGGETTO E SCOPO

Scopo specifico della presente relazione è il dimensionamento e la verifica dei manufatti strutturali principali, in ottemperanza alle normative vigenti anche in materia antisismica, con particolare riferimento ai requisiti richiesti per la corretta funzionalità dei manufatti in fase di esercizio. Per maggiori dettagli si fa riferimento agli elaborati grafici di progetto (vedere elenco riportato al cap. 2.1).

Come già anticipato nella introduzione, nel seguito verranno forniti i calcoli di dettaglio relativi ai manufatti più significativi, vale a dire:


- Comparto biologico (n.° 2 vasche di denitrificazione e nitrificazione);
- Vasca di decantazione finale;
- Stazione di filtrazione finale;
- Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale;
- Stazione di ispessimento dinamico;
- Locale soffianti;
- Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti;
- Pozzetto fanghi;
- Muro di sostegno in adiacenza alla Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale.
- Paratie provvisorie per la realizzazione della Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale.

Per tali manufatti verranno esposti i calcoli degli sforzi, ai quali faranno seguito le verifiche dello stato tensionale indotto, accompagnato dalle appropriate valutazioni, concernenti l'adempimento dei limiti imposti per lo stato fessurativo prodotto dai carichi: nello specifico, come risulterà evidente dal dettaglio delle analisi eseguite, gli spessori delle membrane ed i quantitativi di armatura delle strutture di contenimento dei liquidi sono principalmente dettati dalla necessità di rispettare gli stringenti limiti di apertura delle fessure definiti per tale tipo di strutture (rif. EN1992-3:2006).

Si ribadisce che i suddetti criteri di calcolo sono stati seguiti anche per la progettazione degli altri manufatti minori inclusi nell'impianto. Si precisa altresì che i vari manufatti sono stati strutturalmente definiti tenendo conto delle prescrizioni specifiche esistenti in materia.

Le strutture destinate al contenimento di liquidi, previste in parte interrate e quindi anche con funzione di contenimento della spinta dei terreni esterni, sono semplicemente appoggiate sul piano di fondazione, considerato come suolo elastico, sul quale esse si configurano come una piastra in c.a., armata in entrambe le direzioni, contornata da una parete verticale. Alla piastra suddetta è conferita la possibilità di scorrere sul piano stesso, essendo tuttavia tale scorrimento ostacolato dal peso proprio della piastra stessa e dalla correlata forza di attrito che agisce come freno allo scorrimento in questione.


Per quanto concerne gli aspetti geologici e geotecnici ed in particolare l'assetto e la conformazione dei terreni di fondazione si rimanda alla Relazione geologico-geotecnica e sismica di progetto (doc. II052P-PE-RG003).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 22 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


2.1. Elaborati di progetto esecutivo

Il progetto esecutivo delle opere civili si compone degli elaborati di seguito elencati:

| ELABORATI DESCRITTIVI | |
|------------------------------------|--|
| II052P-PE-RT101 | Relazione tecnica e di calcolo strutturale |
| ELABORATI GRAFICI STRUTTURE | |
| II052P-PE-DS099 | Planimetria generale di tracciamento delle opere |
| II052P-PE-DS100 | Caratteristiche dei materiali, note generali e dettagli tipici |
| II052P-PE-DS101 | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Carpenteria - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS102 | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Carpenteria - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS103 | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Dettagli grigliati |
| II052P-PE-DS106 | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Armatura - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS107 | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Armatura - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS108 | Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Armatura - Tav. 3 |
| II052P-PE-DS111 | Capannone Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Carpenteria metallica - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS112 | Capannone Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Carpenteria metallica - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS113 | Capannone Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale - Carpenteria metallica - Tav. 3 |
| II052P-PE-DS121 | Comparto biologico - Carpenteria - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS122 | Comparto biologico - Carpenteria - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS126 | Comparto biologico - Armatura - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS127 | Comparto biologico - Armatura - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS131 | Locale soffianti – Architettonico - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS132 | Locale soffianti - Architettonico - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS133 | Locale soffianti - Carpenteria |
| II052P-PE-DS136 | Locale soffianti - Armatura - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS137 | Locale soffianti - Armatura - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS141 | Decantatore finale - Carpenteria - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS142 | Decantatore finale - Carpenteria - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS146 | Decantatore finale - Armatura - Tav. 1 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 23 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| | |
|-----------------|---|
| II052P-PE-DS147 | Decantatore finale - Armatura - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS151 | Filtrazione finale - Carpenteria |
| II052P-PE-DS156 | Filtrazione finale - Armatura - Tav. 1 |
| II052P-PE-DS157 | Filtrazione finale - Armatura - Tav. 2 |
| II052P-PE-DS161 | Ispessimento dinamico – Piante e sezioni |
| II052P-PE-DS162 | Ispessimento dinamico - Dettagli |
| II052P-PE-DS171 | Pozzetto ripartitore ai decantatori finali - Carpenteria |
| II052P-PE-DS172 | Pozzetto ripartitore ai decantatori finali - Dettagli grigliati |
| II052P-PE-DS173 | Pozzetto ripartitore ai decantatori finali - Armatura |
| II052P-PE-DS176 | Basamenti e vasche di contenimento - Carpenteria e armatura |
| II052P-PE-DS181 | Pozzetto fanghi - Carpenteria e armatura |
| II052P-PE-DS186 | Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti - Carpenteria |
| II052P-PE-DS187 | Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti - Armatura |
| II052P-PE-DS191 | Muro di sostegno – Planimetria, sezioni e armatura |
| II052P-PE-DS192 | Aie di raccolta detriti - Carpenteria e Armatura |
| II052P-PE-DS196 | Opere di sostegno provvisorio - Planimetria, profilo e sezioni |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 24 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3. DESCRIZIONE GENERALE

Nel seguito si riporta una descrizione delle opere civili previste in progetto.

3.1. Comparto biologico

In progetto è prevista la realizzazione di n.° 2 vasche rettangolari di nitrificazione / denitrificazione che compongono il Comparto biologico.

Ciascuna vasca presenta dimensioni interne $B \times L = 18.00 \text{ m} \times 32.40 \text{ m}$, altezza interna $H = 7.30 \text{ m}$, pareti perimetrali di spessore 0.60 m e soletta di fondo di spessore 0.60 m che sborda rispetto alle pareti perimetrali di 0.30 m . Il piano di imposta della fondazione è a circa 6.00 metri dal piano campagna.

Il livello del fluido contenuto all'interno della vasca ha una altezza di 6.50 m rispetto all'estradosso della soletta di base.

La vasca è suddivisa in 2 comparti, ciascuno di dimensioni $B_1 \times L_1 = 18.00 \text{ m} \times 16.00 \text{ m}$, da una parete interna di spessore nominale 0.40 m ringrossata a 0.60 m nella parte inferiore.

Su una delle due pareti lunghe è prevista la realizzazione di una passerella in calcestruzzo armato di larghezza $B_{PASS} = 1.30 \text{ m}$ e spessore 0.30 m dotata di parapetti.

Per i dettagli relativi all'analisi strutturale di dimensionamento delle vasche per il trattamento biologico si rimanda al successivo cap. 10, mentre nelle figure seguenti si riportano la pianta e le sezioni caratteristiche delle vasche in oggetto.

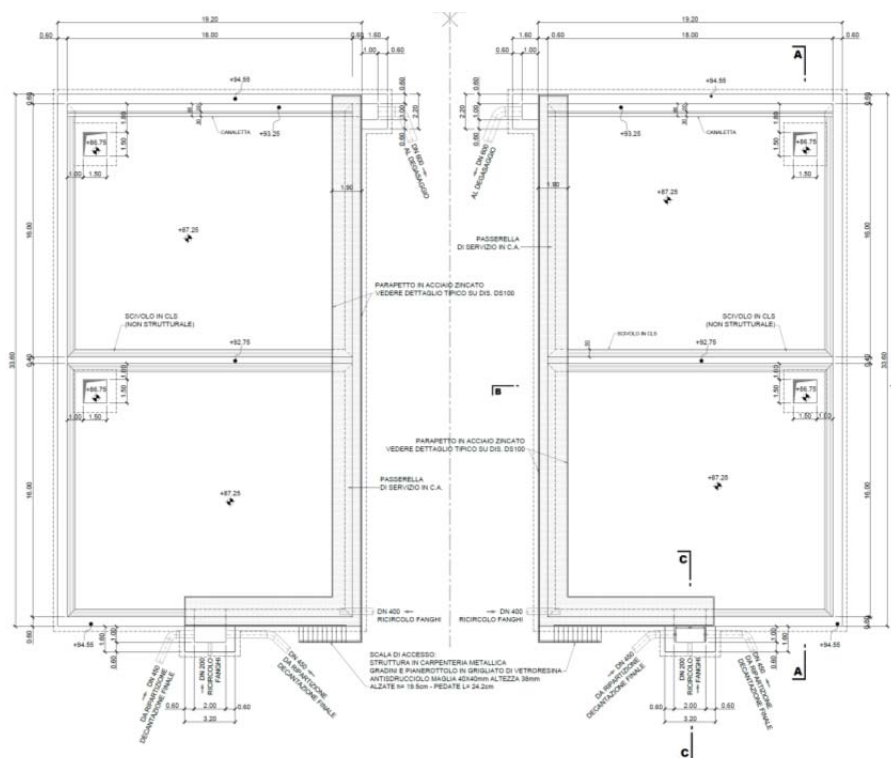



FIG. 3.1 - COMPARTO BIOLOGICO - PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 25 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

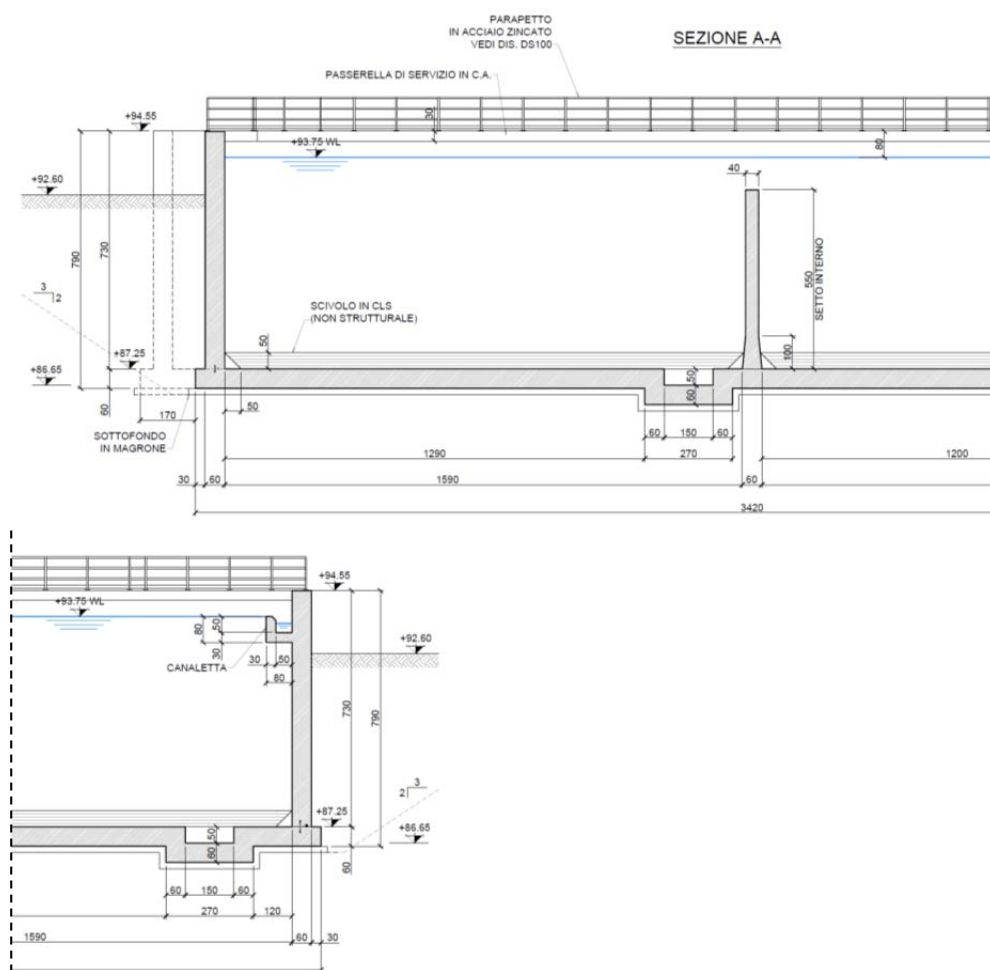


FIG. 3.2 - COMPARTO BIOLOGICO - SEZIONE LONGITUDINALE A-A

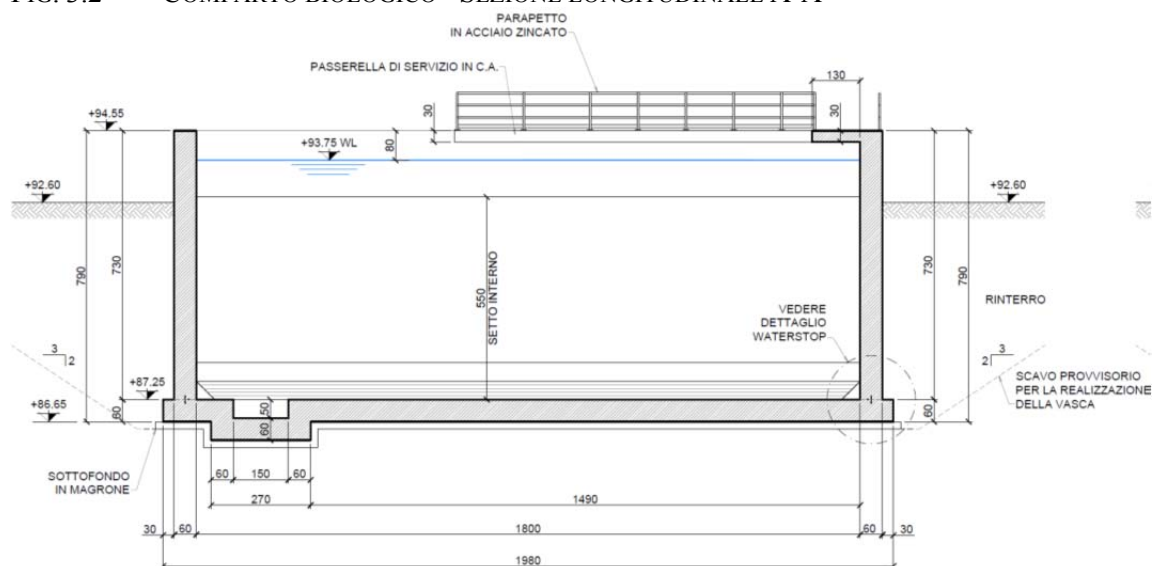



FIG. 3.3 - COMPARTO BIOLOGICO - SEZIONE TRASVERSALE B-B

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 26 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.2. Vasca di decantazione finale

La vasca di decantazione finale ha conformazione cilindrica ad asse verticale e diametro netto interno pari a 28.00 m. La parete delle vasche ha lo spessore costante di 30 cm ed una altezza, misurata dall'estradosso della soletta di base, pari a 3.50 m. La soletta di base ha una conformazione troncoconica con uno spessore tipico di 30 cm ed un dislivello tra bordo esterno e bordo interno di 80 cm.

Il nucleo centrale della platea di fondazione, diametro esterno di 4.65 m ed altezza di 0.40 m, risulta a sua volta ribassato rispetto al bordo interno della platea di 1.35 cm.

In asse alla vasca è presente un corpo centrale cilindrico di diametro 1.20 m ed altezza complessiva 5.65 m (= 3.50 m + 0.80 m + 1.35 m) all'interno del quale risale la tubazione di adduzione e sul quale appoggia il raschiatore.

Il livello del fluido contenuto ha una altezza di 3.00 m, riferito alla parete di contorno, ovvero rispetto all'estradosso del bordo della soletta di base, dal quale si elevano le pareti del contorno.

Lungo l'intero perimetro esterno della vasca è presente in sommità una canaletta, di larghezza utile 0.65 m ed altezza 1.50 m, anch'essa realizzata in calcestruzzo armato con parete e soletta di spessore 20 cm.

Per i dettagli relativi all'analisi strutturale di dimensionamento della vasca per la decantazione finale si rimanda al successivo cap.11.

Nelle figure seguenti si riportano la sezione trasversale tipica e la pianta della vasca in oggetto.

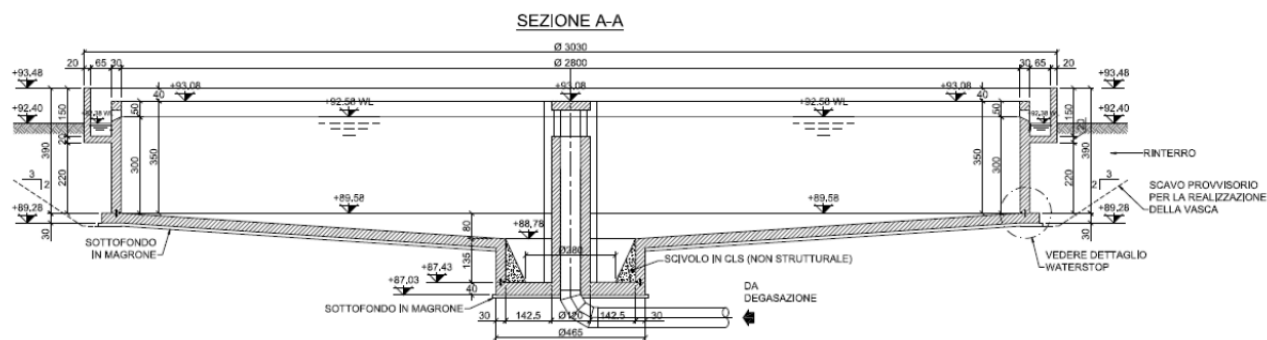



FIG. 3.4 - DECANTAZIONE FINALE - SEZIONE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 28 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.3. Stazione di filtrazione finale

Si tratta di una vasca rettangolare in calcestruzzo armato avente dimensioni esterne $B \times L = 8.60 \text{ m} \times 10.60 \text{ m}$, pareti perimetrali di spessore 30 cm e soletta di fondo di spessore 40 cm.

La vasca è suddivisa in comparti da pareti interne di spessore nominale 25 cm.

I comparti principali hanno altezza netta interna $H = 3.00 \text{ m}$, mentre i comparti secondari hanno altezza interna $H' = 2.10 \text{ m}$. Il piano di imposta della fondazione più profonda è a circa 3.20 m dal piano campagna.

Per i dettagli relativi all'analisi strutturale di dimensionamento della vasca si rimanda al successivo cap.12. Nelle figure seguenti si riportano la pianta e la sezione trasversale tipica della stazione di filtrazione in oggetto.

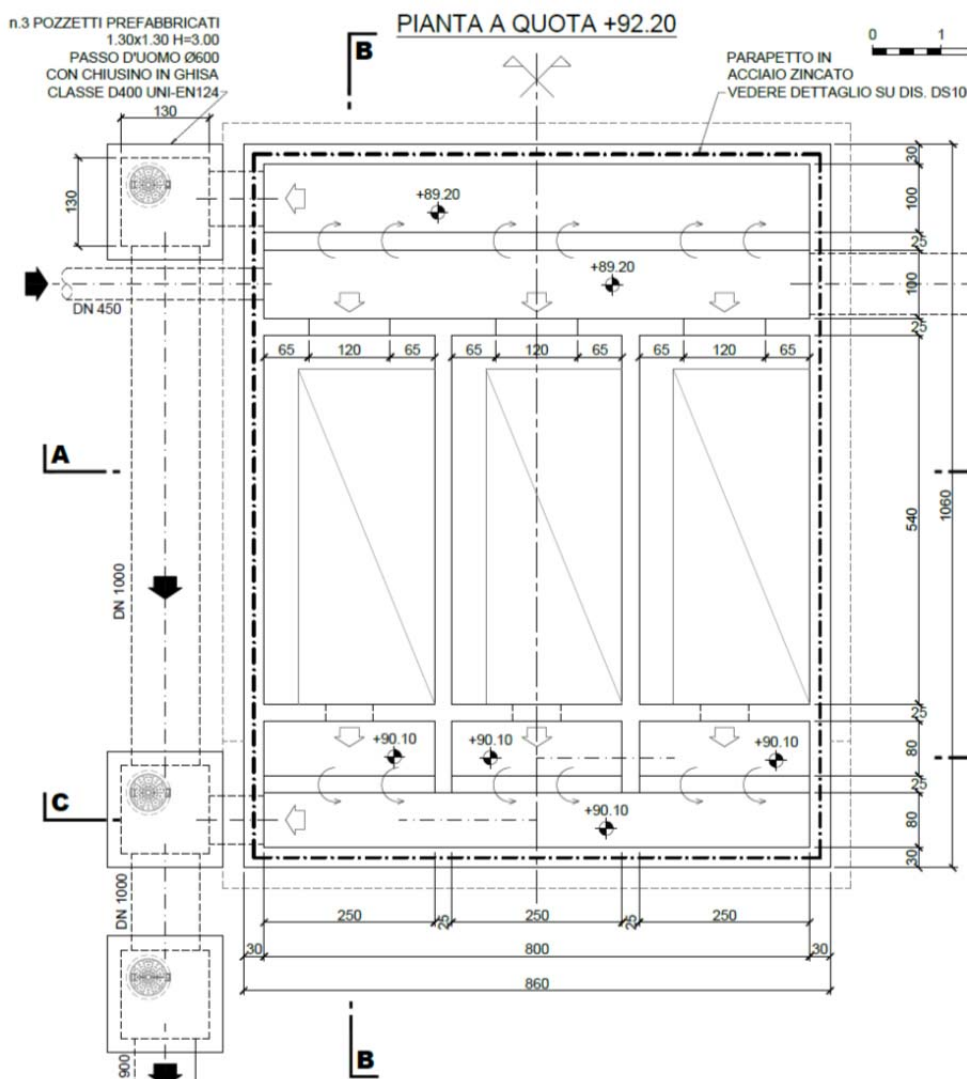



FIG. 3.6 - FILTRAZIONE FINALE – PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 29 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

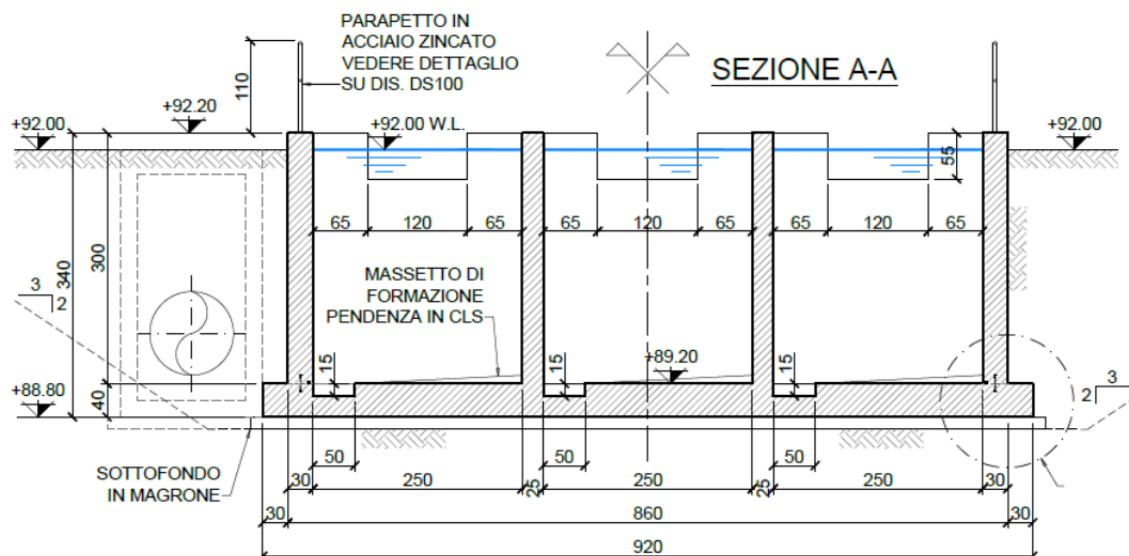


FIG. 3.7 - FILTRAZIONE FINALE - SEZIONE A-A

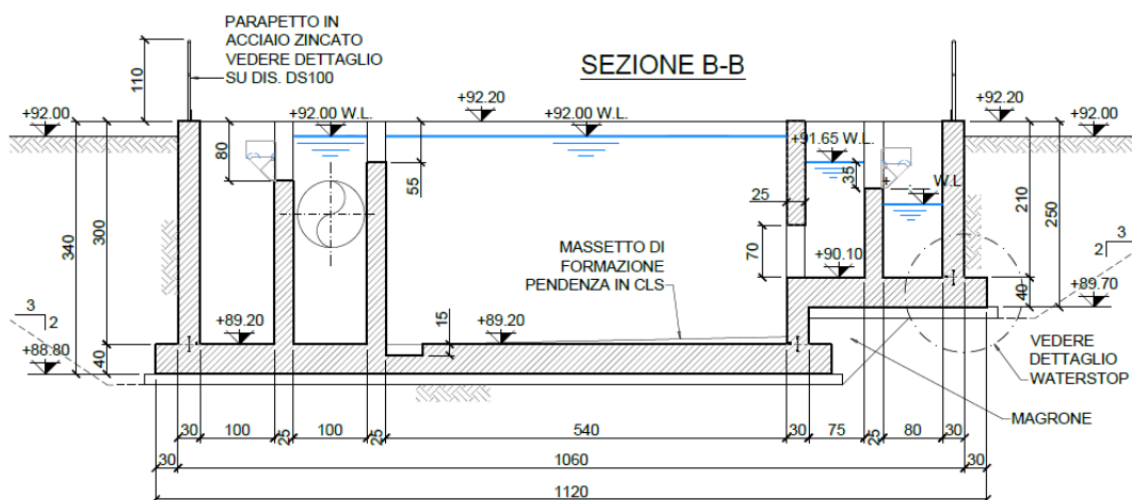



FIG. 3.8 - FILTRAZIONE FINALE - SEZIONE B-B

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 30 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.4. Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale

La stazione di grigliatura e sollevamento iniziale, interamente realizzata in calcestruzzo armato, si compone di tre distinte zone: la zona di grigliatura grossolana, la zona di grigliatura fine e la vasca di sollevamento.

La zona dedicata alla grigliatura grossolana si compone di una vasca di accumulo (dimensioni in pianta $B \times L = 4.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$ ed altezza totale $H = 5.30 \text{ m}$) e tre canali (due di linea ed uno di by-pass) a sezione rettangolare disposti affiancati aventi ciascuno larghezza netta interna di 1.20 m , sviluppo di 3.20 m ed altezza $H = 5.30 \text{ m}$.

Dopo un tratto di raccordo di sviluppo 1.00 m è ubicata la zona dedicata alla grigliatura fine che si compone di tre canali (due di linea ed uno di by-pass) a sezione rettangolare disposti affiancati aventi ciascuno larghezza netta interna di 1.40 m , sviluppo di 4.90 m ed altezza $H = 5.30 \text{ m}$.

A valle dei canali dedicati alla grigliatura fine si trova la vasca di sollevamento, all'interno della quale sono ospitate le pompe dedicate al sollevamento dei liquami, che presenta dimensioni in pianta $B \times L = 6.00 \text{ m} \times 3.50 \text{ m}$ ed altezza di 6.40 m .

Lo spessore delle pareti esterne della stazione di grigliatura e sollevamento iniziale è di 40 cm , quello delle pareti interne è di 30 cm e quello della soletta di fondo è di 50 cm .

La stazione è completamente interrata e coperta superiormente, con l'eccezione dei canali dedicati alla grigliatura, da una soletta di spessore 30 cm .


La stazione di dissabbiatura e grigliatura è contenuta all'interno di un capannone con struttura portante in carpenteria metallica, con dimensioni in pianta $B \times L = 9.00 \text{ m} \times 18.00 \text{ m}$ ed altezza utile interna (sottotrave) pari a 4.50 m .

La struttura portante è costituita da 4 telai principali su luce di 9.00 m disposti ad interasse di 6.00 m l'uno dall'altro composti da:

- Pilastri (n.° 8): HEA200
- Capriate (n.° 4):
 - Correnti HEA120
 - Diagonali HEA100
- Travi di bordo (n.° 2×3):
 - Inferiori esterne HEA160
- Arcarecci (n.° 10×3):
 - Interni ed esterni: HEA120
- Controventi di parete: tubi DN76.1mm, sp 3.2mm
- Controventi in copertura: tubi DN76.1mm, sp 3.2mm
- Trave continua di fondazione $B \times H = 1.20 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$

Il pacchetto di copertura è costituito da pannelli sandwich coibentati di spessore 12 cm autoportanti su luci di 6.00 m .

Le pareti perimetrali sono costituite da pannelli sandwich ad orditura verticale di spessore 12 cm .

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 31 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Su lato lungo est del capannone, in corrispondenza del cassone per il recupero del materiale grigliato, è presente una copertura metallica in carpenteria leggera tipo “copri-scopri” di dimensioni in pianta $B \times L = 4.00 \text{ m} \times 5.00 \text{ m}$ ed altezza utile interna 4.50 m.

Lungo il perimetro è previsto un’apertura di dimensioni $B \times H = 4.00 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$ che collega il capannone alla copertura metallica in carpenteria leggera tipo “copri-scopri” e tre porte a doppio battente di dimensioni $B \times H = 2.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ m}$.

La pavimentazione interna al capannone è infine costituita da una soletta in calcestruzzo armato di spessore 20 cm.

Per i dettagli relativi all’analisi strutturale di dimensionamento della Vasca di Grigliatura si rimanda al successivo cap.13, mentre per il dimensionamento del capannone in carpenteria metallica si rimanda al successivo cap. 14.

Nell’ambito della sistemazione definitiva delle aree nell’intorno della Stazione di Grigliatura e Sollevamento Iniziale è infine prevista la realizzazione di un muro di sostegno in cemento armato con funzione di sostegno del terrapieno su cui insiste il piazzale dell’esistente Edificio Spo- gliatoi: per il relativo dimensionamento si rimanda al successivo cap. 19.

Durante le attività di cantiere necessarie per la realizzazione della Stazione di Grigliatura, il ter- rapieno di tale piazzale sarà invece sostenuto da una paratia provvisoria realizzata con palan- cole metalliche (vedere il successivo cap. 20).

Nelle figure seguenti si riportano la pianta e le sezioni degli elementi in oggetto.

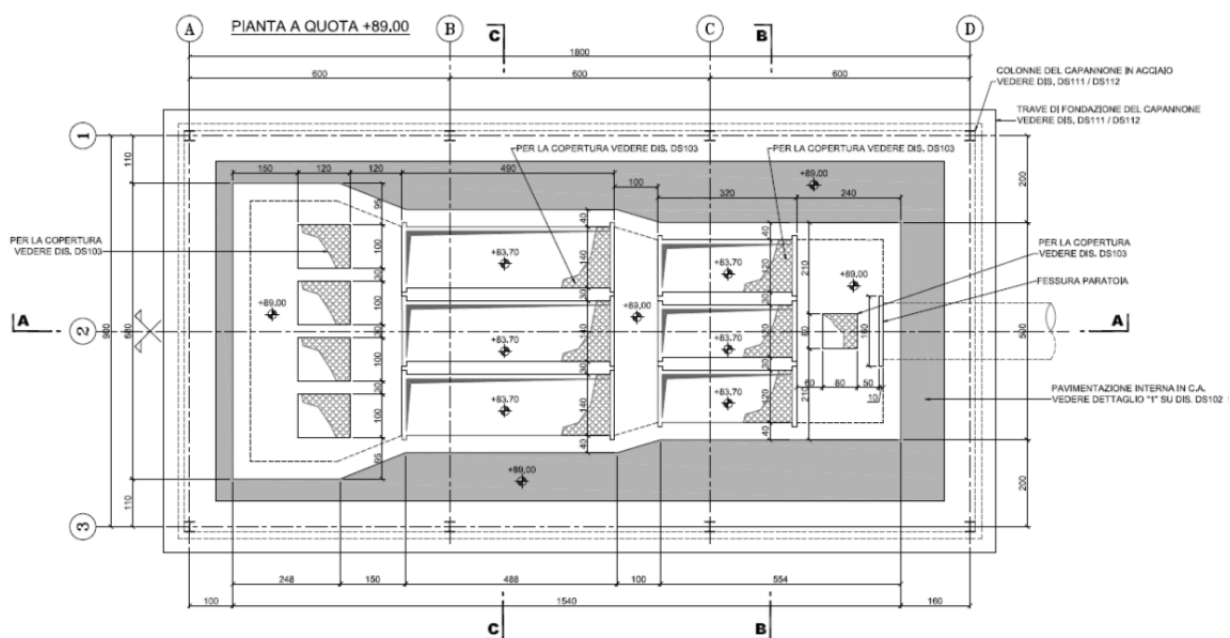



FIG. 3.9 - STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE – PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 32 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

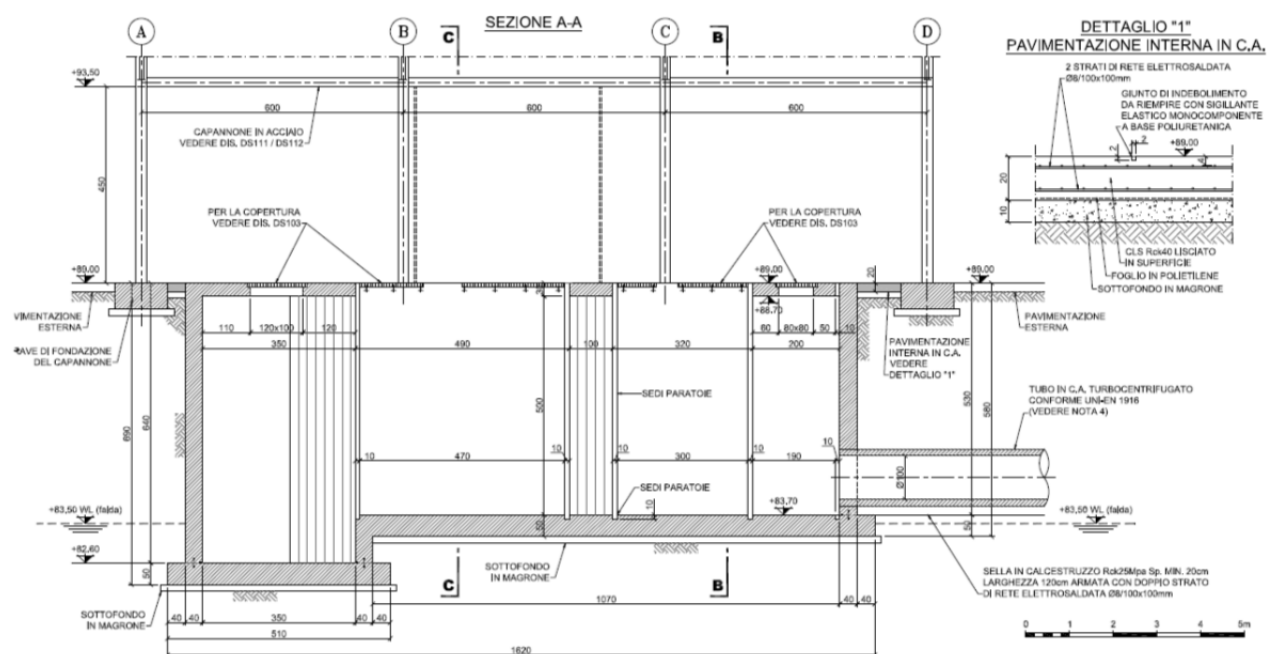


FIG. 3.10 - STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE - SEZIONE A-A

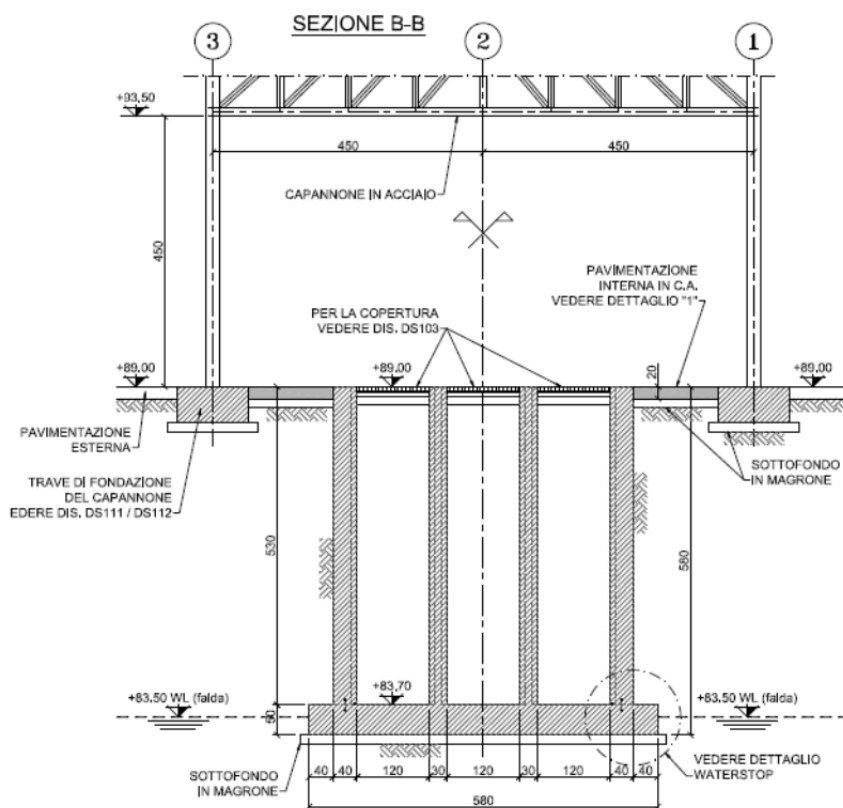



FIG. 3.11 - STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE - SEZIONE B-B

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 33 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.5. Stazione di ispessimento dinamico

La stazione di Ispessimento dinamico si configura come un basamento in calcestruzzo armato di dimensioni in pianta $L \times B = 9.20 \times 6.20$ m e spessore 40 cm completato da una tettoia in carpenteria metallica con altezza utile (sottotrave) pari a 4.00 m.

La struttura di copertura è costituita da un telaio in carpenteria metallica composto da 6 colonne tubolari $\square 140 \times 10$ (3+3 in direzione trasversale y e 2+2+2 in direzione longitudinale x) e da un reticolo di travi in copertura sempre costituito da elementi tubolari $\square 140 \times 10$ e controventato da tiranti tubolari DN76.1 mm, sp. 3.2 mm.

Il manto di copertura è costituito da una lamiera tipo Riverclack “550” disposta a doppia falda con pendenza del 2% su appositi arcarecci costituiti da profili tipo omega.

Per i dettagli relativi all’analisi strutturale di dimensionamento della struttura di copertura e del relativo basamento si rimanda al successivo cap. 15.

Nelle figure seguenti si si riportano la pianta e le sezioni degli elementi in oggetto.

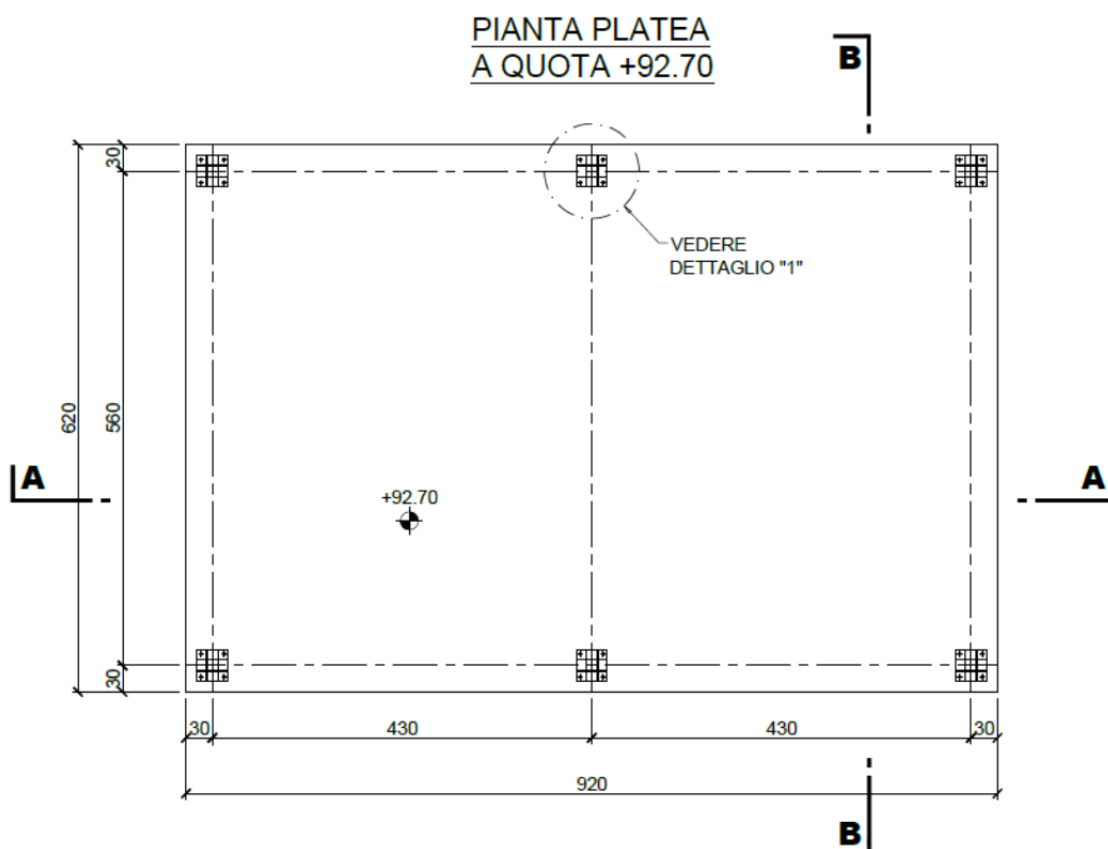



FIG. 3.12 - STAZIONE DI ISPESSIMENTO DINAMICO – PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 34 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

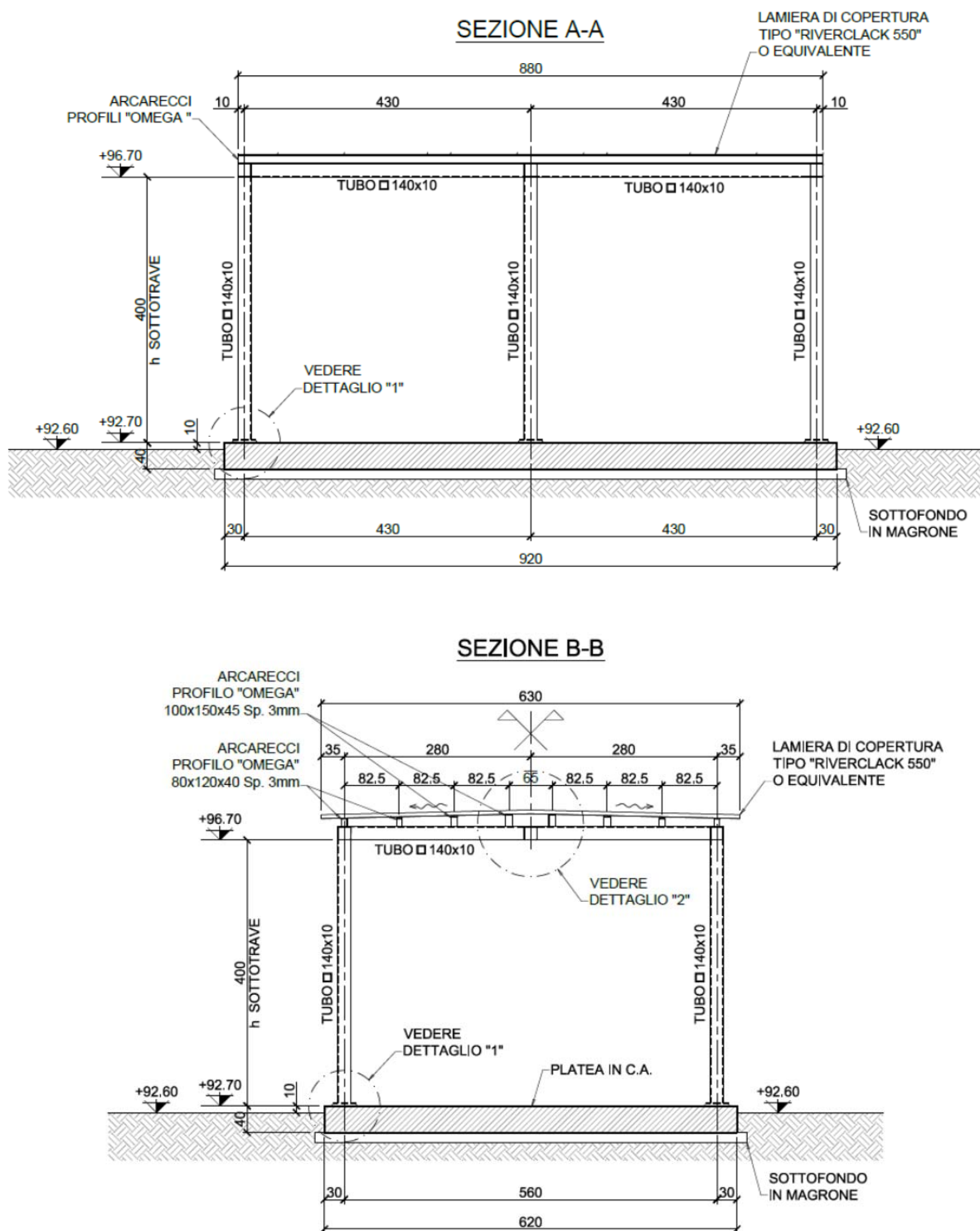



FIG. 3.13 - STAZIONE DI ISPESAMENTO DINAMICO – SEZIONI COPERTURA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 35 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.6. Locale soffianti

Il Locale soffianti presenta dimensioni interne in pianta $B \times L = 6.10 \text{ m} \times 15.00 \text{ m}$ ed altezza utile interna $H = 3.50 \text{ m}$.

La struttura è interamente realizzata in calcestruzzo armato.

La suola di fondazione presenta spessore di 40 cm, mentre le pareti in elevazione e la soletta della copertura piana presentano spessore di 30 cm.

La suola di fondazione sborda rispetto al filo esterno delle pareti di 1 m in modo da realizzare un marciapiede che corre lungo l'intero perimetro dell'edificio.

La soletta di copertura sborda invece di 30 cm rispetto al filo esterno delle pareti ed è completata da una veletta di spessore 20 cm ed altezza 30 cm avente lo scopo di contenere il massetto di formazione pendenza ed il soprastante manto di impermeabilizzazione.

L'edificio è diviso internamente in due locali da una parete divisoria di spessore 0.20 m: il locale che ospita i soffianti ha dimensioni interne $B_1 \times L_1 = 6.10 \text{ m} \times 10.80 \text{ m}$, mentre il locale che ospita i quadri elettrici ha dimensioni interne $B_2 \times L_2 = 6.10 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$.

L'accesso al locale che ospita i soffianti è garantito da un portone a doppio battente di larghezza utile 3.50 m ed altezza utile 3.00 m, mentre l'accesso al locale quadri elettrici è garantito da due porte a singolo battente di larghezza utile 1.20 m ed altezza utile 2.40 m.

Per i dettagli relativi all'analisi strutturale di dimensionamento dell'edificio si rimanda al successivo cap. 16.

Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione del locale in oggetto.

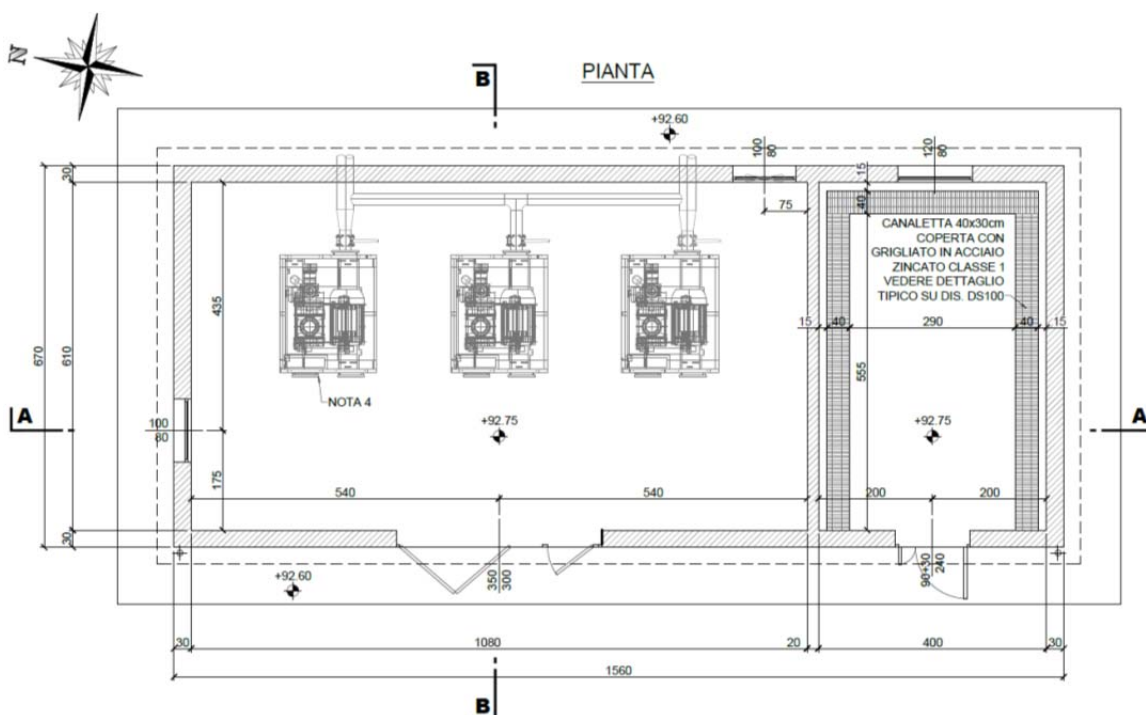



FIG. 3.14 - LOCALE SOFFIANTI – PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 36 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

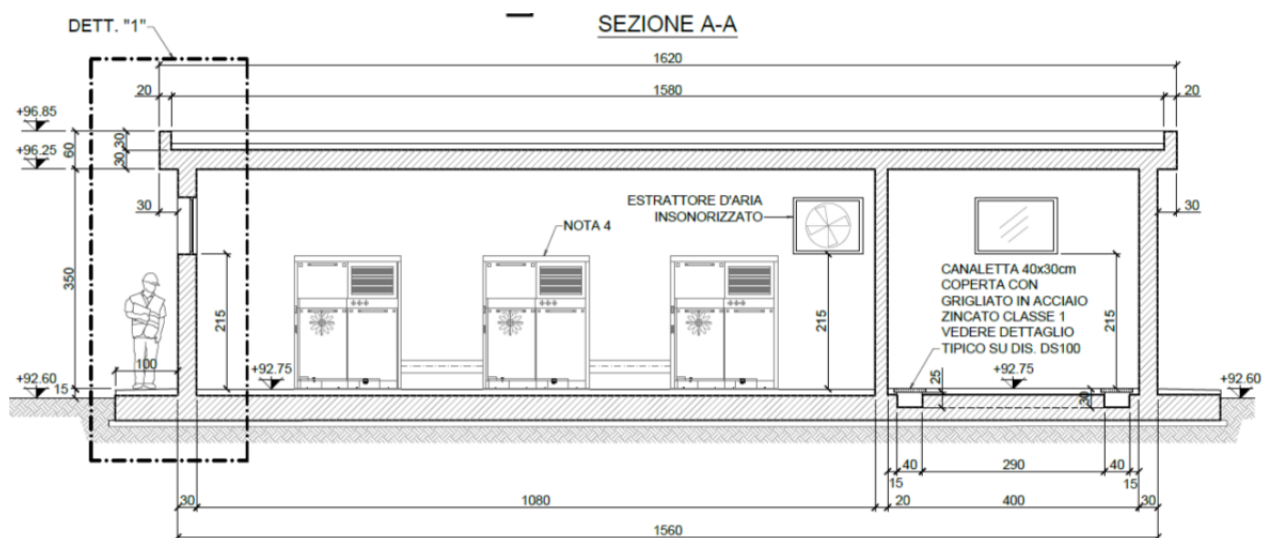



FIG. 3.15 - LOCALE SOFFIANTI - SEZIONE A-A

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 37 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.7. Pozzetto ripartitore ai pretrattamenti

Il pozzetto ripartitore ai pretrattamenti è un pozzetto in calcestruzzo armato di dimensioni nette interne $B \times L = 2.00 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$ ed altezza interna $H = 8.30 \text{ m}$ coperto superiormente da una soletta dotata di una botola per passo d'uomo.

Le pareti presentano spessore di 30 cm, la soletta di fondazione spessore di 40 cm e la soletta di copertura spessore di 30 cm.

Il piano di imposta della fondazione è a circa 9 m dal piano campagna e pertanto il pozzetto risulta completamente interrato.

Per i dettagli relativi all'analisi strutturale di dimensionamento del pozzetto si rimanda al successivo cap. 17.

Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione del pozzetto in oggetto.

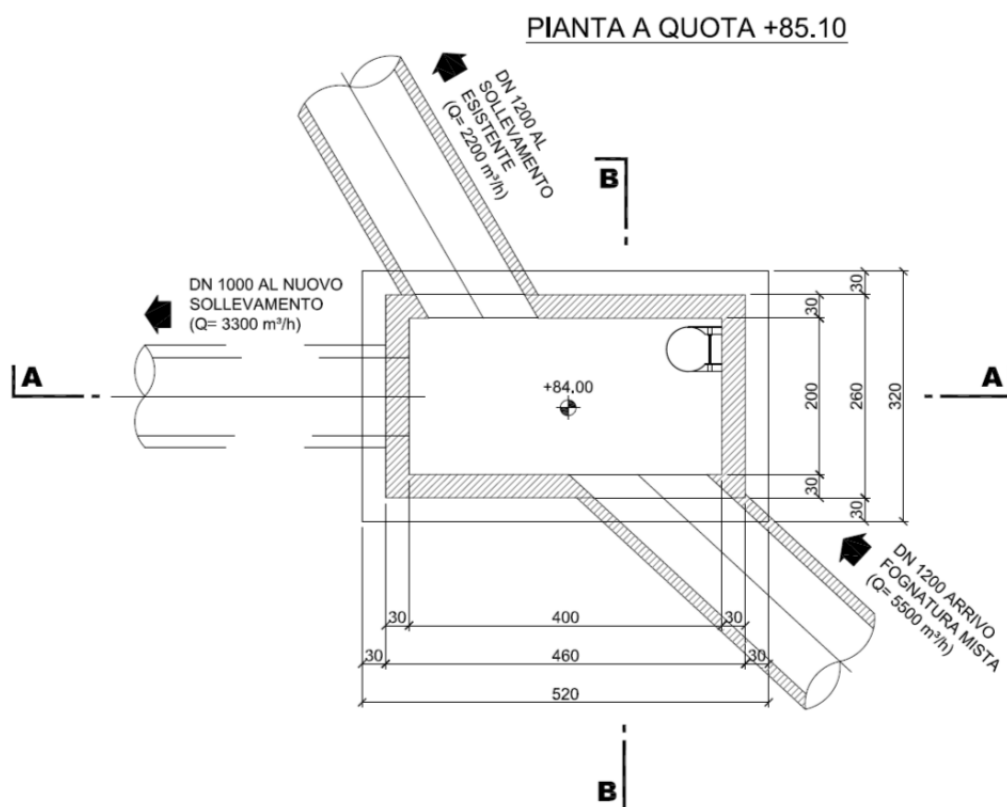



FIG. 3.16 - POZZETTO RIPARTITORE AI PRETRATTAMENTI – PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 38 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

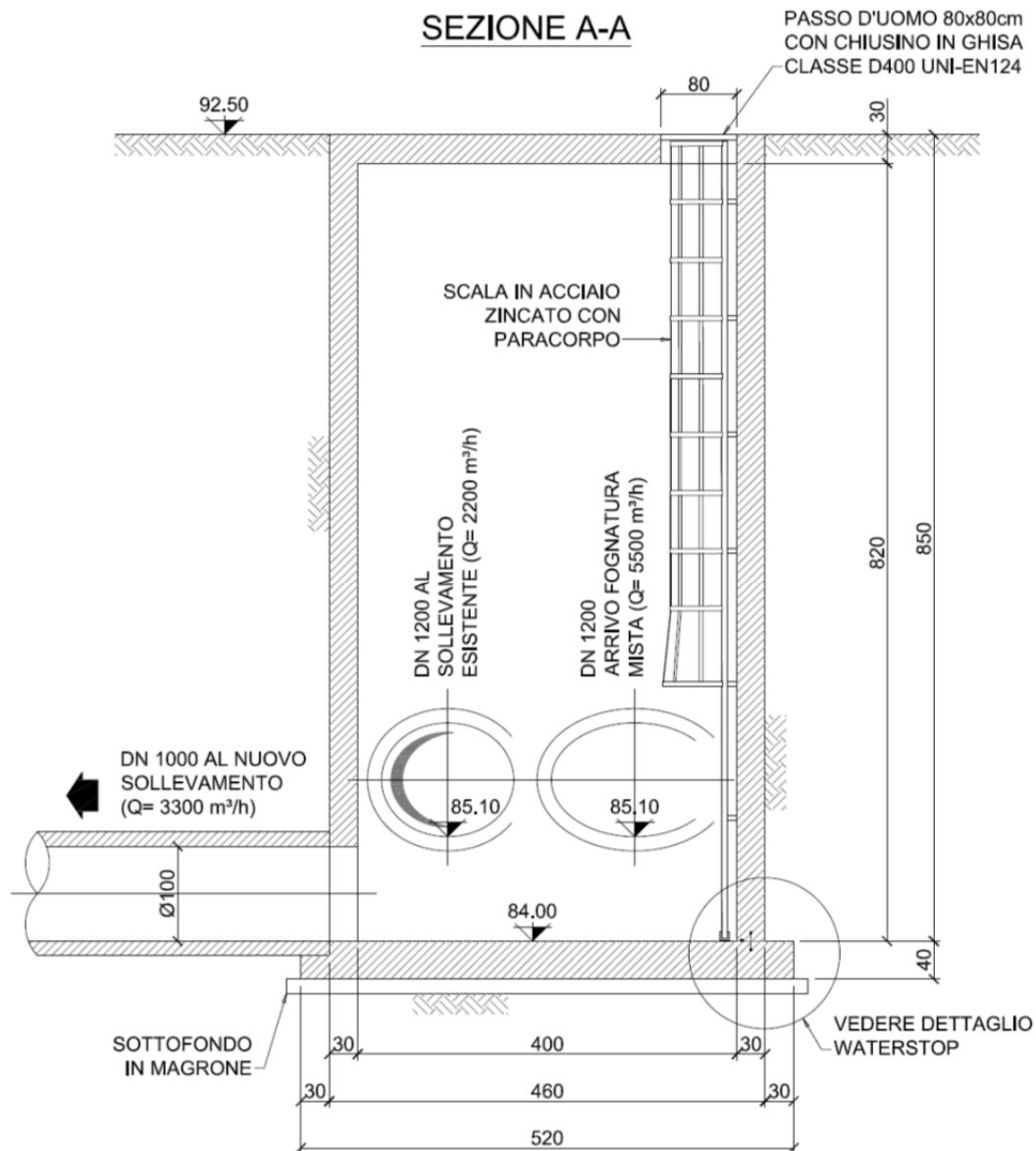



FIG. 3.17 - POZZETTO RIPARTITORE AI PRETRATTAMENTI – SEZIONE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 39 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.8. Pozzetto ripartitore al decantatore finale

Il pozzetto ripartitore al decantatore finale viene realizzato intervenendo su quello già esistente: il nuovo pozzetto ha dimensioni nette interne $B \times L = 2.10 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$, altezza interna $H = 4.26 \text{ m}$ ed è diviso internamente in due comparti da una parete di separazione; uno dei due comparti risulta poi coperto superiormente da grigliato metallico.

Il piano di imposta della fondazione è a circa 3 m dal piano campagna e pertanto il pozzetto risulta in parte fuori terra.

Le pareti esterne presentano spessore di 30 cm, mentre interna di separazione dei comparti presenta spessore di 25 cm; la soletta di fondazione presenta infine spessore di 40 cm.

La geometria del manufatto è tale per cui lo stato sollecitativo che ne deriva non è particolarmente impegnativo: tutte le membrature verranno armate con un'armatura minima costituita da barre $\Phi 12$ disposte a passo 20 cm (5 barre a metro lineare) sia in direzione verticale che orizzontale che risulta sufficiente per soddisfare sia le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) che quelle allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.).

Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione del pozzetto in oggetto.

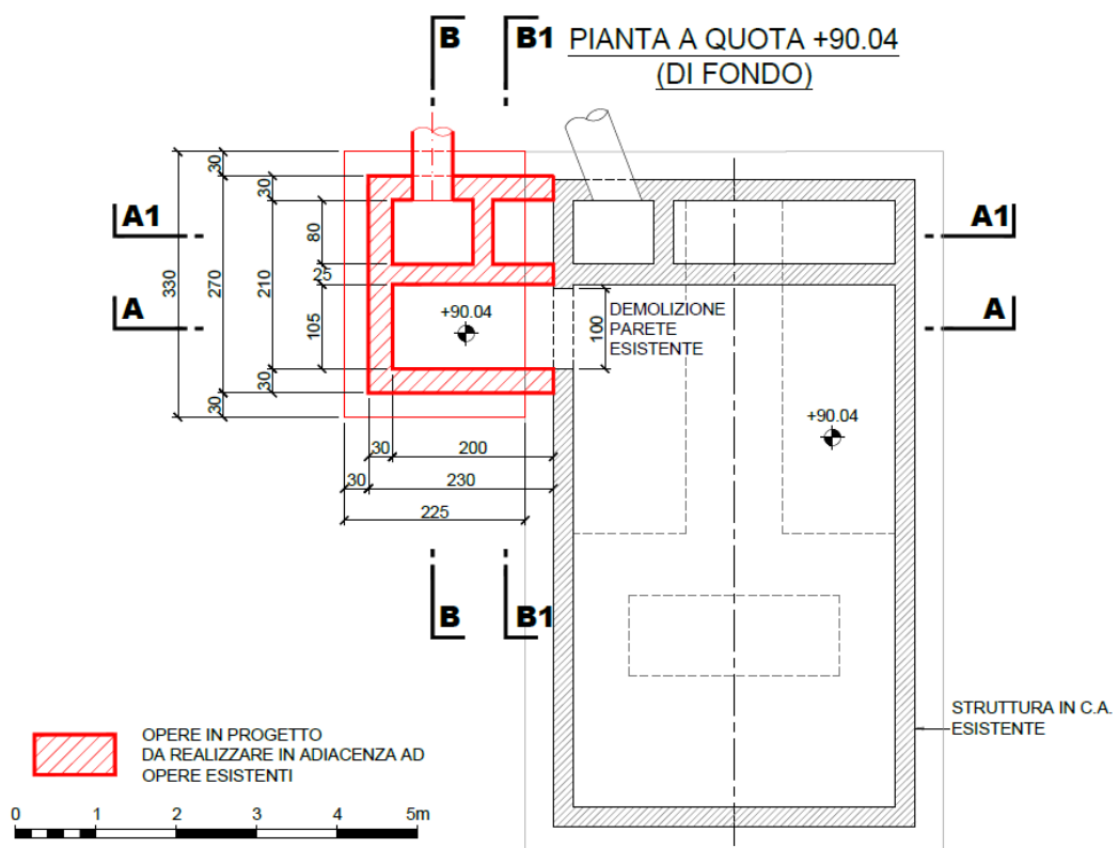



FIG. 3.18 - POZZETTO RIPARTITORE AL DECANTATORE FINALE—PIANTA

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 40 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

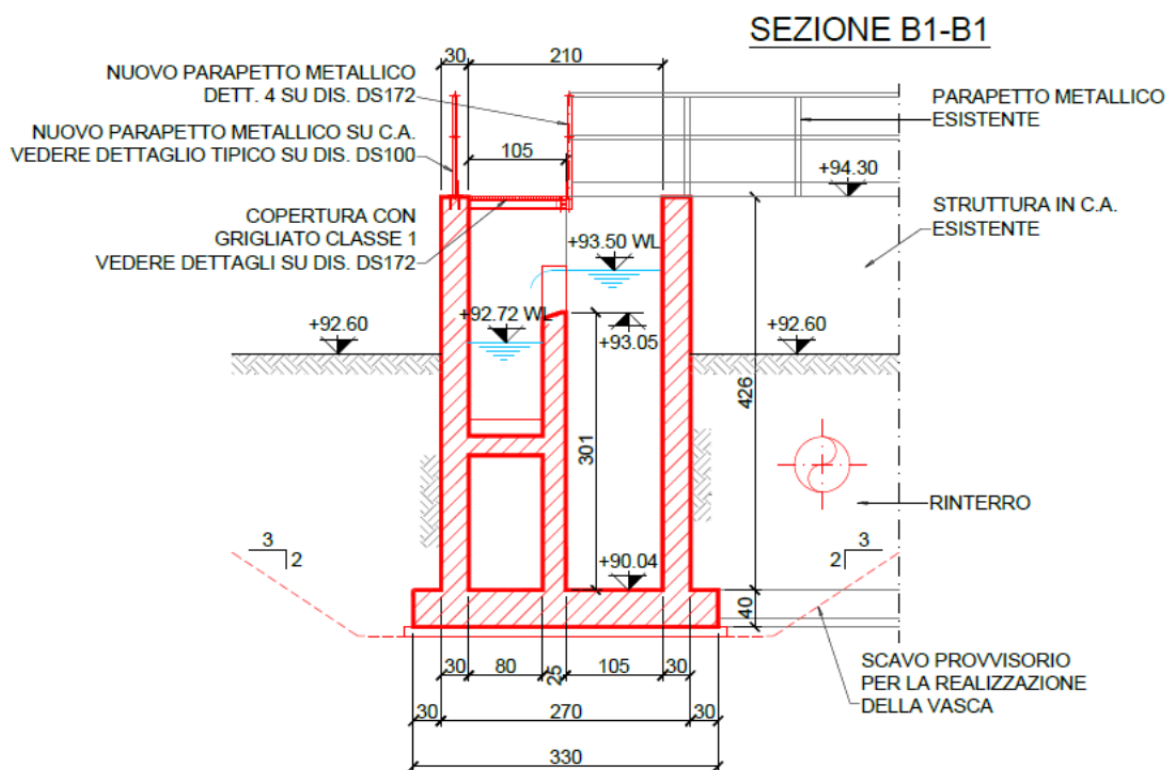



FIG. 3.19 - POZZETTO RIPARTITORE AL DECANTATORE FINALE – SEZIONE B1-B1

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 41 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.9. Pozzetto fanghi

Il pozzetto fanghi, posizionato in uscita dal decantatore finale, è un pozzetto in calcestruzzo armato avente di dimensioni nette interne $B \times L = 2.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m}$ ed altezza interna $H = 3.72 \text{ m}$ coperto superiormente da un grigliato metallico.

Il piano di imposta della fondazione è a circa 3 m dal piano campagna e pertanto il pozzetto risulta in parte fuori terra. Le pareti esterne presentano spessore di 30 cm, mentre la soletta di fondazione presenta spessore di 40 cm.

Per i dettagli relativi all'analisi strutturale di dimensionamento del pozzetto si rimanda al successivo cap. 18. Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione del pozzetto in oggetto.

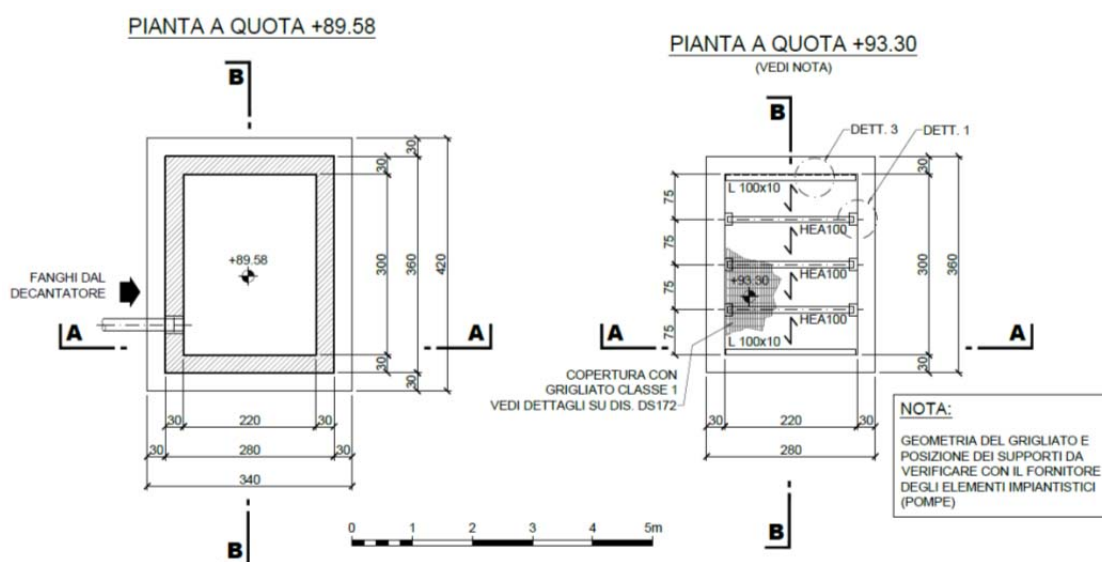


FIG. 3.20 - POZZETTO FANGHI – PIANTA

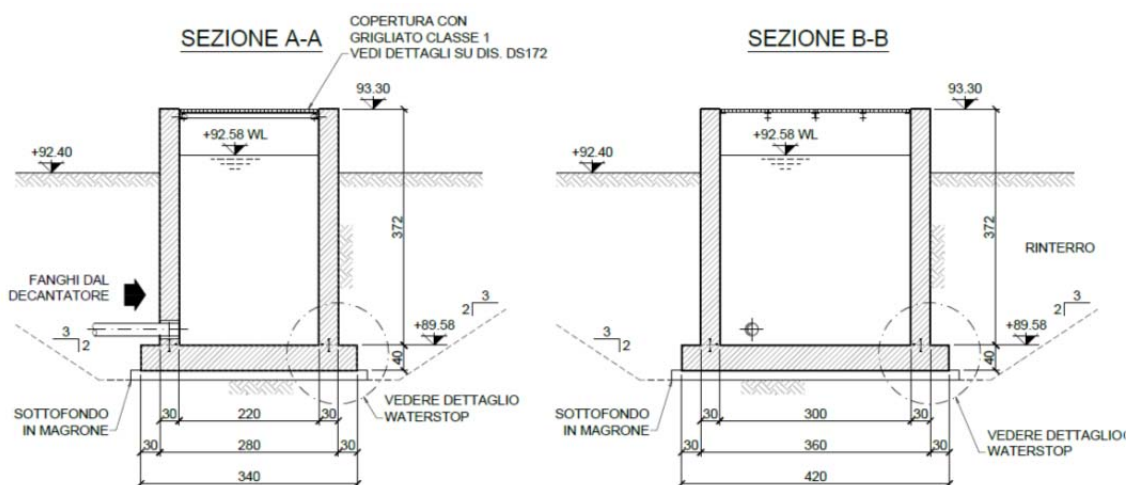



FIG. 3.21 - POZZETTO FANGHI – SEZIONI A-A E B-B

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 42 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3.10. Platee di fondazione, vasche di contenimento e aie di raccolta detriti

Nell'ambito dell'intervento in progetto è prevista la realizzazione di un basamento in calcestruzzo armato (platea di fondazione) su cui vengono alloggiati le apparecchiature impiantistiche. Il basamento, di spessore 40 cm, presenta le seguenti dimensioni in pianta:

- Grigliatura: $L \times B = 2.50 \times 2.50$ m.

E' inoltre prevista la realizzazione di una vasca di contenimento in calcestruzzo armato composta da una platea di fondazione di spessore 40 cm e da muretti perimetrali di altezza 1.20 m e spessore 20 cm che realizzano la vasca di contenimento dei fluidi che dovessero fuoriuscire dal serbatoio ivi alloggiato.

La vasca presenta in pianta le seguenti dimensioni nette interne:

- Dosaggio cloruro ferrico: $L \times B = 4.20 \times 4.20$ m;

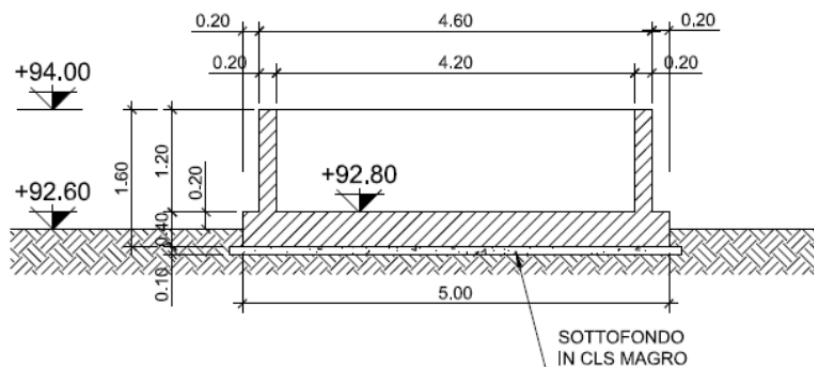



FIG. 3.22 - STAZIONE DI DOSAGGIO – SEZIONE

E' infine prevista la realizzazione di un'aia in calcestruzzo armato per la raccolta dei detriti: la struttura è composta da una platea di fondazione di dimensioni in pianta 8.80×5.30 m e spessore 40 cm, da 3 muri perimetrali di altezza 1.00 m e spessore 30 cm e da un muretto interno di altezza 1.00 m e spessore 30 cm che delimitano le due aie aventi ciascuna capacità di 20 m^3 .


La geometria dei manufatti è tale per cui lo stato sollecitativo che ne deriva non è particolarmente impegnativo: le platee sp. 40 cm verranno armate con un'armatura minima costituita da barre $\Phi 12$ disposte a passo 20 cm (5 barre a metro lineare) in entrambe le direzioni, mentre le pareti verranno armate con un'armatura minima costituita da barre $\Phi 10$ disposte a passo 20 cm (5 barre a metro lineare) sia in verticale che in orizzontale.

Tali armature risultano sufficienti per soddisfare sia le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) che quelle allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 43 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

4. NORMATIVE

- [1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. D.M. del 14/1/2008, “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare n° 617 del 2/02/2009, “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008”;
- [3] D.M. Infrastrutture e Trasporti 31/07/12, “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”;
- [4] UNI-EN 1991-1, “Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1: Basi di calcolo”;
- [5] UNI-EN 1992-1, “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [6] UNI-EN 1993-1-1, “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [7] UNI EN 206-1, “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [8] CNR-10011/88, “Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione e la manutenzione”.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 44 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

5. CRITERI DI PROGETTO

Il presente progetto definitivo è stato redatto ai sensi dell'art.24 del D.Lgs. n.207/2010 sulla base delle indicazioni contenute nel progetto preliminare approvato.

Il dimensionamento e le verifiche strutturali degli elementi sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti riportate al precedente cap. 4.


Le strutture sono state dimensionate per risultare sicure a fronte dei carichi permanenti ed accidentali che possono presentarsi durante la loro vita utile, in particolare:

- i carichi derivanti dalle spinte delle terre, dalla spinta dell'acqua di falda, dalla spinta dei fluidi di depurazione;
- i carichi derivanti dai macchinari presenti;
- i carichi addizionali quali quelli dovuti alla presenza di mezzi pesanti a tergo delle strutture di sostegno;
- l'azione sismica e le conseguenti sovraspinte delle terre e dei fluidi.

La progettazione è stata impostata la fine di garantire che, durante la vita di servizio delle opere, le strutture e i materiali conservino le loro prestazioni, mantenendo il livello di sicurezza e di efficienza funzionale del progetto, per qualsiasi azione e condizione ambientale prevista, fatta salva l'esigenza di garantire la normale manutenzione.

Al fine di migliorare ed ottimizzare le prestazioni degli elementi strutturali sia dal punto di vista dei materiali che delle soluzioni costruttive, la progettazione è stata pertanto impostata secondo i seguenti criteri:

- porre particolare attenzione, oltre che alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali, anche alle verifiche di fessurazione rispettando i suggerimenti previsti dalle norme specifiche per strutture di contenimento dei liquidi (rif. EN1992-3:2006).
- garantire la durabilità delle diverse opere oggetto dell'intervento utilizzando il riferimento normativo costituito dalla norma UNI EN 206-1 "Specificazione, Prestazione, Produzione e Conformità", dalla norma UNI 11104:2004 "Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1" e dalle "Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale" emanate dal Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- utilizzare per gli elementi strutturali, in particolare per quelli delle vasche di decantazione e del comparto biologico, calcestruzzi realizzati con cementi, ad esempio di tipo pozzolanico, che presentano un basso calore di idratazione in modo da limitare la fessurazione per ritiro impedito che si manifesta non sotto carico ma in fase di maturazione del calcestruzzo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 45 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

- adottare un copriferro adeguato onde evitare che, già dopo pochi anni dal getto, si verifichi l'ossidazione (formazione di ruggine) dei ferri di armatura: tale processo è infatti accompagnato da un significativo aumento di volume dell'armatura (rigonfiamento) che determina prima la fessurazione e dopo l'espulsione del copriferro con conseguente esposizione diretta delle armature metalliche all'azione ossidante e corrosiva dell'aria umida.
- dotare tutte le riprese di getto tra gli elementi di fondazione e le pareti in elevazione di un waterstop in P.V.C. accoppiato ad un elemento idroespansivo in modo da aumentare l'impermeabilità della zona.

Lo scopo degli accorgimenti sopra elencati è quindi quello di ottenere un materiale con ridotta permeabilità in modo da limitare gli effetti deleteri della penetrazione delle sostanze potenzialmente aggressive, presenti nell'ambiente di esposizione, e ridurre quindi numero, estensione e gravità degli interventi di manutenzione.


5.1. Criteri per la definizione della composizione del calcestruzzo

La classe di resistenza del calcestruzzo da utilizzare per la realizzazione delle opere (designata in base alla resistenza caratteristica a compressione a 28 gg.) deve risultare non inferiore al valore minimo raccomandato dalla norma UNI EN 206-1:2001 e dalla norma UNI 11104:2004 per soddisfare i requisiti di durabilità del calcestruzzo in funzione della classe di esposizione ambientale.

Nel caso specifico le classi di esposizione ambientale risultano essere le seguenti:

- “XD2” per strutture che devono contenere acqua destinata al consumo umano;
- “XA2” per strutture destinate ad entrare in contatto con acqua di fogna;
- “XC2” per le strutture interrate che non rientrano nelle due casistiche summenzionate (es. pozzetti idrici).


Le indicazioni prestazionali minime per il calcestruzzo in funzione delle classi di esposizione ambientale sono definite nel prospetto 4 della norma UNI 11104:2004 che, per comodità di lettura, si riporta nel seguito ed in cui sono state opportunamente evidenziate le classi di esposizione sopra menzionate.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 46 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 5.1: PROSPETTO 4 DELLA NORMATIVA UNI 11104:2004

| | NESSUN RISCHIO DI CORROSIONE DELLE ARMATURE | CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DALLA CARBONATAZIONE | | | | CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DAI CLORURI | | | | | | ATTACCO DAI CICLI DI GELO/ DISGELO | | | | AMBIENTE AGGRESSIVO PER ATTACCO CHIMICO | | |
|--|---|--|-----|--------|--------|--|--------|-----|---------------------------------------|--------|--------|---|---------|--------|--------|--|--------|------|
| | | | | | | ACQUA DI MARE | | | CLORURI PROVENIENTI DA ALTRE FONTI | | | | | | | | | |
| | | X0 | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XS1 | XS2 | XS3 | XD1 | XD2 | XD3 | XF1 | XF2 | XF3 | XF4 | XA1 | XA2 |
| MASSIMO RAPPORTO a/c | - | 0,60 | | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,45 |
| MINIMA CLASSE DI RESISTENZA | C12/15 | C25/30 | | C28/35 | C32/40 | C32/40 | C35/45 | | C28/35 | C32/40 | C35/45 | C32/40 | C25/30 | C28/35 | C28/35 | C32/40 | C35/45 | |
| MINIMO CONTENUTO IN CEMENTO (Kg/m³) | | 300 | | 320 | 340 | 340 | 360 | | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | 320 | 340 | 360 | |
| CONTENUTO MINIMO IN ARIA (%) | | | | | | | | | | | | | 3,0 (a) | | | | | |
| ALTRI REQUISITI | | | | | | | | | | | | AGGREGATI CONFORMI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO | | | | E' RICHIESTO L'IMPIEGO DI CEMENTI RESISTENTI AI SOLFATI (b) | | |
| (a) QUANDO IL CALCESTRUZZO NON CONTIENE ARIA AGGIUNTA, LE SUE PRESTAZIONI DEVONO ESSERE VERIFICATE RISPETTO AD UN CALCESTRUZZO AERATO PER IL QUALE È PROVATA LA RESISTENZA AL GELO/DISGELO, DA DETERMINARSI SECONDO UNI 7087, PER LA RELATIVA CLASSE DI ESPOSIZIONE. | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| (b) QUALORA LA PRESENZA DI SOLFATI COMPORTI LE CLASSI DI ESPOSIZIONE XA2 E XA3 È ESSENZIALE UTILIZZARE UN CEMENTO RESISTENTE AI SOLFATI SECONDO LA UNI 9156. | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Per tutte le strutture previste in progetto si assume pertanto un calcestruzzo di classe C32/40 (resistenza caratteristica a compressione a 28 gg. $R_{CK} = 40$ MPa) con un rapporto a/c non superiore a 0.5 in modo da garantire un coefficiente di permeabilità inferiore a 1.10-1.13 m/s e una profondità media della penetrazione di acqua di 20 mm (UNI EN 12390-8) e garantire anche il requisito della tenuta idraulica delle vasche in calcestruzzo; per una buona compattazione, la classe di consistenza del calcestruzzo deve essere uguale almeno alla S4.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 47 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1. Caratteristiche meccaniche

Acciaio strutturale per laminati, profilati e piatti, tipo S235J2, secondo UNI EN 10025-2:

$$f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 360 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio strutturale per laminati, profilati e piatti, tipo S355J2, secondo UNI EN 10025-5:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio strutturale per grigliati elettrosaldati, tipo 355J0 zincato a caldo, secondo UNI EN 10025-2:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio inox per inserti particolari:

tipo AISI 316

Calcestruzzo a prestazione garantita conforme alla Norma UNI EN 206-1 (marzo 2006) per strutture in c.a., considerate in ambiente moderatamente aggressivo dal punto di vista chimico e gettate in opera (classe di esposizione XA2/XC2, rapporto massimo acqua cemento pari a 0.50, classe di resistenza minima C32/40, classe di contenuti in cloruri Cl 0,20, contenuto minimo di cemento solfato resistente pari a 340 kg/m³, dimensione massima degli aggregati pari a 25 mm e 40 mm di ricoprimento minimo):

$$f_{ck,cube} \geq 40 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio tipo B450C per barre ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, di qualità saldabile per strutture in c.a.:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

$$1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$$


6.2. Valori delle caratteristiche meccaniche da assumere nei calcoli

6.2.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo da utilizzare per il getto degli elementi strutturali dovrà possedere i seguenti requisiti:

- Classe di resistenza a compressione minima: C32/40

| | | |
|-----------|-------------|---------------------------------------|
| R_{ck} | = 40 MPa | resistenza caratteristica cubica; |
| f_{ck} | = 32 MPa | resistenza caratteristica cilindrica; |
| f_{cd} | = 18.13 MPa | resistenza a compressione di calcolo; |
| f_{ctm} | = 3.02 MPa | resistenza media a trazione; |
| f_{ctk} | = 2.12 MPa | resistenza caratteristica a trazione; |
| E | = 33300 MPa | modulo elastico. |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 48 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Nella definizione della resistenza a compressione di calcolo si considera il termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$.

Per quanto riguarda le analisi allo Stato Limite di Esercizio, si adottano le seguenti limitazioni tensionali:

- combinazione rara $\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$
- combinazione quasi permanente $\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ MPa}$

Per le vasche il copriferro minimo misurato sul ferro di forza più esterno è pari a 5.0 cm, mentre per i basamenti e gli elementi in C.A. del Locale Soffianti è pari a 4.0 cm.

L'apertura delle fessure per la combinazione rara è limitata a w_{k1} , dove:

- $w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$ per $h_D / h \leq 5$
 - $w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$ per $h_D / h \geq 35$
 - h_D = altezza del battente idrostatico
 - h = spessore della membratura
- NOTA: Per valori di h_D / h compresi tra 5 e 35, il valore di w_{k1} viene calcolato per interpolazione lineare.

6.2.2. Acciai per barre ad aderenza migliorata, reti e tralicci

Le caratteristiche dell'acciaio per barre d'armatura da calcestruzzo armato impiegate nel presente progetto sono le seguenti:

- Barre d'armatura in acciaio laminato a caldo per calcestruzzo B450C (ex FeB44K) saldabile con:

| | | |
|-------------|--------------|--|
| f_{yk} | = 450 MPa | tensione caratteristica di snervamento |
| $f_{t,nom}$ | = 540 MPa | tensione caratteristica di rottura |
| E | = 210000 MPa | modulo elastico |

In zona sismica si deve avere:

$$1.15 < f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$


$$\epsilon_{su,k} > 7.5 \%$$

Per quanto riguarda le analisi allo Stato Limite Ultimo, si considera:

| | | |
|------------|---|---|
| f_{yd} | = $f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$ | resistenza di calcolo |
| γ_s | = 1.15 | coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio |

Per quanto riguarda le analisi allo Stato Limite di Esercizio, si adotta la seguente limitazione tensionale:

$$\sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (\text{combinazione di carico rara})$$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 49 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


6.3. Acciaio per strutture metalliche

Le caratteristiche degli elementi di carpenteria in acciaio al carbonio sono le seguenti:

- Acciaio per profili, lamiera, piatti S 355 J0 (UNI EN 10025)
- Acciaio per profili, lamiera, piatti S 255 J0 (UNI EN 10025)
- Acciaio inox per inserti AISI 316
- Tirafondi e bulloni di ancoraggio classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Bulloni classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Saldature con elettrodi basici E52 (UNI EN 1011:2005)

Tensioni caratteristiche:

- Acciaio per strutture: S 355 J2
 - Modulo di elasticità longitudinale: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione di rottura: $f_t \geq 510 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione di snervamento: $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di progetto ($t < 40\text{mm}$): $f_d = 355 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di progetto ($t > 40\text{mm}$): $f_d = 315 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio per strutture: S 235 J2
 - Modulo di elasticità longitudinale: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione di rottura: $f_t \geq 360 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione di snervamento: $f_y \geq 235 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di progetto ($t < 40\text{mm}$): $f_d = 235 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di progetto ($t > 40\text{mm}$): $f_d = 215 \text{ N/mm}^2$
- Bulloneria: Classe 8.8
 - Tensione di rottura: $f_t = 800 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione di snervamento: $f_y = 640 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza caratteristica: $f_{k,N} = 560 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di progetto a trazione: $f_{d,N} = 560 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di progetto a taglio: $f_{k,V} = 396 \text{ N/mm}^2$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 50 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Le informazioni pregresse a base del Progetto Preliminare e quelle raccolte con la campagna di indagine integrativa svolta per la progettazione definitiva delle opere hanno consentito di individuare la stratigrafia dei terreni di fondazione e di fornirne la caratterizzazione geotecnica.

In particolare, la stratigrafia dei terreni nell'area di progetto è sostanzialmente costituita da 3 livelli stratigrafici:

1. Livello I: Terreno di riporto. Presente da 0 a 2.5 metri dal p.c.;
2. Livello II: Sabbia fine limosa/limo sabbioso. Presente da 2.5 a 8.5 metri dal p.c.;
3. Livello III: Ghiaia in matrice sabbiosa e limosa. Presente da 8.5 metri a fine sondaggio.

La superficie freatica è stata individuata attorno a 10 metri di profondità dal piano campagna.

Le indagini MASW hanno consentito di classificare il terreno di fondazione, ai sensi delle NTC 2008, come di categoria C.

Per quanto concerne i parametri geomeccanici dei terreni essi sono riassunti nella seguente tabella.


TAB. 7.1: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

| Livello | γ KN/m ³ | DR % | c' KPa | ϕ' ° | E MPa | E_{UR} MPa |
|---------|-------------------------------|---------|-------------|--------------|----------|-----------------|
| I | 18 | 40 | — | 30 | 20 | 100 |
| II | 18.5 | 30 | — | 32 | 5 | 50 |
| III | 18 | 60 | — | 38 | 60 | 180 |

Per il dimensionamento delle strutture interrato, considerando che il rinterro a tergo verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche, vengono assunti i seguenti parametri geotecnici:

- peso proprio del terreno: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c = 0$
- angolo di attrito efficace: $\phi' = 30^\circ$

La falda idrostatica viene assunta a quota +83.25 m s.l.m ed interagisce quindi solo con le strutture più profonde in progetto, nello specifico la stazione di grigliatura e sollevamento iniziale.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 51 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

8. ANALISI DEI CARICHI

Nel presente capitolo vengono definiti i carichi utilizzati per il dimensionamento di tutti gli elementi strutturali previsti nell'ambito dei lavori di adeguamento e potenziamento delle linee acqua e fanghi del Depuratore di "Alessandria Orti" ubicato in Comune di Alessandria (AL).

Nei successivi capitoli, specifici per ogni singola elemento analizzato, si darà indicazione dei carichi effettivamente utilizzati per ciascuna analisi.

8.1. Vita utile di progetto

La vita utile di progetto è intesa, nel Testo Unitario, come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria prevista, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per le opere in esame si assume una vita utile pari a 50 anni.

8.2. Peso proprio strutturale

I pesi propri strutturali delle opere sono valutati assumendo i seguenti pesi specifici:

- elementi in calcestruzzo armato $\gamma_{CLS} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- elementi in carpenteria metallica $\gamma_{ACC} = 78.50 \text{ kN/m}^3$
- pannelli di copertura in alluminio $\gamma_{ALL} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ (cautelativo)
- pannelli sandwich di copertura $\gamma_{SND} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ (cautelativo)

8.3. Carichi permanenti su elementi di copertura fabbricati


Sopra alla copertura dei fabbricati è previsto un manto di finitura (massetto di formazione pendenza + impermeabilizzazione) a cui viene associato un carico permanente pari a

- $P = 4 \text{ kN/m}^2$

8.4. Spinta del terreno

Tenuto conto che la geometria delle strutture e la loro rigidezza limitano gli spostamenti ed impediscono quindi al retrostante terreno di mobilitare le spinte attive, la pressione indotta dal terreno sulle pareti contro-terra viene calcolata mediante il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin \varphi'$. Considerando quindi per i rinterri un angolo di attrito $\varphi' = 30^\circ$, il coefficiente di spinta a riposo risulta:

- $k_0 = 0.50$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 52 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

8.5. Spinta del terreno indotta dal carico accidentale

La pressione indotta dai sovraccarichi agenti a tergo delle pareti contro-terra ($Q = 20 \text{ kN/m}^2$) viene anch'essa calcolata mediante il coefficiente di spinta a riposo:

- $k_0 = 1 - \sin\varphi' = 0.50$.

Per la sola vasca di grigliatura e sollevamento iniziale, posizionata all'interno di apposito capannone chiuso ove non è previsto il transito di mezzi, la pressione indotta dai sovraccarichi agenti a tergo delle pareti contro-terra viene valutata con riferimento ad un sovraccarico ridotto $Q' = 10 \text{ kN/m}^2$.

8.6. Spinta della falda idrostatica

Come anticipato al cap. 7, la falda idrostatica viene assunta a quota +83.25 m s.l.m.. Sotto tale quota sulle pareti contro-terra viene quindi applicata la spinta idrostatica calcolata in funzione della profondità assumendo un peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

8.7. Spinta dei fluidi contenuti all'interno delle vasche

Sul lato interno delle pareti viene applicata la spinta idrostatica dei fluidi contenuti nelle vasche calcolata considerando la quota di massimo riempimento prevista a progetto ed un peso specifico dei fluidi $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

8.8. Carico variabile per copertura fabbricati


La copertura dei fabbricati rientra nella cat. H1 ("Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione") definita dal D.M. 14/01/2008: in accordo a tale classificazione si considera pertanto un carico variabile pari a:

- $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$.

Si considera inoltre un sovraccarico per impianti tecnologici in copertura pari a $q_i = 0.50 \text{ kN/m}^2$ che porta il sovraccarico complessivo considerato per le coperture dei fabbricati a:

- $q = q_k + q_i = 1.00 \text{ kN/m}^2$.

Per la sola vasca di grigliatura e sollevamento iniziale, la cui soletta di copertura risulta alla quota di calpestio della pavimentazione interna del capannone entro cui la vasca risulta ubicata, si considera un carico variabile in copertura pari a $Q' = 10 \text{ kN/m}^2$ onde prendere in considerazione la possibilità di accumulo di materiale.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 53 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

8.9. Azioni della neve per copertura fabbricati e vasche

L'impianto di depurazione è ubicato in provincia di Alessandria, quindi in Zona I secondo la classificazione del D.M. 14/01/2008 per il calcolo del carico da neve: risulta pertanto $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Il carico variabile dovuto alla neve vale quindi:

- $Q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.8 \times 1.50 \times 1.0 \times 1.0 = 1.20 \text{ kN/m}^2$

8.10. Azioni del vento per strutture fuori terra

L'impianto di depurazione è ubicato in provincia di Alessandria, quindi in Zona 1 secondo la classificazione del D.M. 14/01/2008 per il calcolo delle azioni dovute al vento. Risulta:

- $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ ($T_R = 50$ anni)
- Classe di rugosità: D
- Categoria di esposizione del sito: II

8.11. Azioni della temperatura

Per quanto riguarda gli elementi in calcestruzzo esposti, in accordo al D.M. 14/01/2008 si considerano gli effetti termici relativi a dilatazioni uniformi di intensità pari a $\Delta T = \pm 15^\circ$.

I carichi di natura termica, essendo azioni non istantanee, vengono analizzati abbattendo il modulo elastico del calcestruzzo di un fattore 3 al fine di conteggiare gli effetti legati alla viscosità del calcestruzzo. Pertanto nei modelli di calcolo si considera un valore di calcolo pari al 33% di quello sopra riportato.

Per gli elementi in carpenteria metallica in accordo al D.M. 14/01/2008 si considera una variazione termica pari a $\Delta T = \pm 25^\circ$ per gli elementi esposti e $\Delta T = \pm 15^\circ$ per gli elementi protetti.


8.12. Azioni sismiche

Secondo le Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008), la pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che si verifichi in un certo intervallo temporale un evento sismico di entità pari ad un valore prefissato.

Il lasso di tempo in questione è il " V_R " che, associato alla "probabilità di superamento nel periodo di riferimento " P_{VR} ", determina il periodo di ritorno T_R del sisma:

Il periodo di ritorno del sisma per le analisi agli stati limite eseguite è pari a:

- $T_R \cong V_R$ stato limite di danno (SLD)
- $T_R \cong 9.50 \cdot V_R$ stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- $T_R \cong 19.50 \cdot V_R$ stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 54 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

La vita di riferimento dell'opera si calcola dal prodotto tra la vita nominale V_N , da intendersi pari al numero di anni durante i quali deve essere usata, pur con la necessaria manutenzione ordinaria, per gli scopi previsti, ed il coefficiente d'uso C_U che traduce la destinazione d'uso dell'opera quantificandone l'importanza / pericolosità.

Per l'opera in questione si assume $V_N = 50$ anni e $C_U = 1$, corrispondente alla classe d'uso II definita dalla Norma.

La V_R risulta di conseguenza pari a 50 anni ed i periodi di riferimento del sisma diventano:

- $T_R = 50$ anni ($P_R = 63\%$) stato limite di danno (SLD)
- $T_R = 475$ anni ($P_R = 10\%$) stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- $T_R = 975$ anni ($P_R = 5\%$) stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Fissato il sito di interesse, Alessandria, i valori di accelerazione su suolo rigido, il valore di F_0 e gli altri parametri per il calcolo dell'azione sismica sono i seguenti.


| STATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c' [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|---------------|
| SLO | 30 | 0.018 | 2.528 | 0.161 |
| SLD | 50 | 0.024 | 2.530 | 0.195 |
| SLV | 475 | 0.058 | 2.561 | 0.278 |
| SLC | 975 | 0.075 | 2.559 | 0.284 |

8.12.1. Azione sismica di progetto su elementi dell'edificio

Le verifiche della struttura, in presenza di un evento sismico, sono condotte mediante un'analisi pseudostatica in cui:

- $k_h = a_{\max} / g$ coefficiente sismico orizzontale;
 $k_v = \pm 0.5 \times k_h$ coefficiente sismico verticale;
 $a_{\max} = S_S \times S_T \times a_g$ massima accelerazione attesa al sito;
 $S_S = 1.50$ coefficiente amplificazione stratigrafica (terreno tipo C);
 $S_T = 1.00$ coefficiente amplificazione topografica.

Le verifiche strutturali in condizioni sismiche vengono condotte cautelativamente allo Stato Limite di Collasso (S.L.C.), assumendo pertanto un tempo di ritorno dell'evento sismico $T_R = 975$ anni, valore cui corrisponde un'accelerazione $a_g = 0.075$ e, in virtù di quanto sopra indicato, i seguenti coefficienti sismici:

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 55 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

$k_h = 0.112$ coefficiente sismico orizzontale;

$k_v = \pm 0.056$ coefficiente sismico verticale.

8.12.2. Spinta del terreno in fase sismica

La spinta indotta dal terreno sulle pareti contro-terra, in presenza di un evento sismico (spinta statica + spinta sismica), è valutata mediante la formula di Mononobe-Okabe:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times K \times H^2$$

dove:

H è l'altezza della parete contro-terra

K è il coefficiente di spinta attiva del terreno (spinta statica + spinta sismica):

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2}$$

$\phi = 30^\circ$ angolo d'attrito interno del rinterro

$\delta = 0^\circ$ angolo d'attrito rinterro – muro

θ inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia [$\tan \theta = k_h / (1 - k_v)$]

Per quanto concerne il punto di applicazione dell'azione agente, si impone di applicare l'incremento di spinta dovuto al sisma a 1/2 dell'altezza del terreno retrostante le pareti perimetrali.

8.12.3. Effetti idrodinamici sulle spinte dell'acqua libera

Le sovrappressioni idrodinamiche che nascono per effetto del sisma sui fluidi presenti all'interno delle vasche sono valutate seguendo la teoria di Westergaard.

La risultante della variazione di pressione rispetto ai valori idrostatici è data dalla seguente espressione:


$$S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times H_w^2$$

dove:

$\gamma_w (= 10 \text{ kN/m}^3)$ è il peso specifico dell'acqua

H_w è l'altezza del massimo livello d'acqua raggiunto nella vasca.

La risultante è applicata a circa $0.4 \times H_w$ dal fondo vasca.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 56 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

9. CRITERI DI VERIFICA

9.1. Descrizione generale

Le verifiche strutturali sono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico degli stati limite applicato come descritto negli Eurocodici e nella vigente normativa italiana (D.M. 14/01/2008).

Sono considerati sia gli *Stati Limite Ultimi*, associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa; sia gli *Stati Limite di Servizio*, corrispondenti a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza sono condotte con il *Metodo dei coefficienti parziali*: in tutte le *situazioni progettuali* significative, si verifica che gli stati limite non sono superati quando i *valori di progetto* delle *azioni*, delle *proprietà del materiale* e dei *dati geometrici* sono introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.

La verifica del non superamento delle situazioni limite consente di concludere che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la *vita utile* della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase esecutiva/costruttiva), è inferiore al valore prefissato dalla norma.

Le verifiche effettuate consentono di assicurare che:

- le azioni di progetto non provocano il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali/accidentali come, ad esempio, in presenza di un evento sismico);
- gli effetti delle azioni di progetto non superano la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto non superano i criteri di funzionalità per lo stato limite di servizio.


9.2. Combinazioni delle azioni (da par.2.5.3 del D.M. 14/01/2008)

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 57 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,i} Q_{k,i} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " A_{Ed} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

9.3. Stati limite ultimi (da par.2.6.1 del D.M. 14/01/2008)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.


Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle tabelle riportate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale Approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

TAB. 9.1: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI (TAB. 2.6.I DEL D.M. 14/01/2008)

| | | Coefficiente γ_F | EQU | A1 STR | A2 GEO |
|---|-------------|----------------------------|-----|-----------|-----------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 58 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 9.2: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB. 6.2.II D.M. 14/01/2008)

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| <i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i> | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| <i>Coesione efficace</i> | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| <i>Resistenza non drenata</i> | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| <i>Peso dell'unità di volume</i> | γ | γ_f | 1,0 | 1,0 |

TAB. 9.3: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (TAB. 6.4.I DEL D.M. 14/01/2008)

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|-------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,8$ | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ | $\gamma_R = 1,1$ |

9.4. Coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in C.A.

I coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in cemento armato sono:

| | |
|-----------------------|--|
| $\gamma_{cls} = 1.50$ | coefficiente relativo al calcestruzzo |
| $\gamma_s = 1.15$ | coefficiente relativo all'acciaio per cls armato |

9.5. Coefficienti di sicurezza parziali per gli acciai e modalità di verifica


I coefficienti di sicurezza parziali sono:

| | |
|----------------------|---------------------------|
| $\gamma_{M0} = 1.05$ | sezioni di classe 1-2-3-4 |
| $\gamma_{M1} = 1.05$ | fenomeni di instabilità |
| $\gamma_{M2} = 1.2$ | resistenza sezioni nette |

Le verifiche di resistenza vengono condotte secondo quanto stabilito nell'EC3 e secondo i criteri nel seguito riportati:

Azioni resistenti:

$$N_{Rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad M_{Rd} = W \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad V_{Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 59 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

9.6. Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono:

- danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali);
- eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore /luce di calcolo);
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali.


In merito alla protezione nei confronti delle perdite delle vasche e delle canalizzazioni contenenti liquidi, alle strutture si attribuisce la classe 1 (impermeabilizzazione generale) secondo la classificazione di cui al prospetto 7.105 della UNI EN 1992-3. Il requisito viene garantito verificando che:

- l'apertura delle fessure indotta dalla sollecitazioni flessionali, dagli effetti della temperatura e del ritiro, per la combinazione rara, sia limitata a w_{k1} , dove:
 - o $w_{k1} = 0.2 \text{ mm}$ per $h_D / h \leq 5$
 - o $w_{k1} = 0.05 \text{ mm}$ per $h_D / h \geq 35$
 - o h_D = altezza del battente idrostatico
 - o h = spessore della membratura

NOTA: Per valori di h_D / h compresi tra 5 e 35, il valore di w_{k1} viene calcolato per interpolazione lineare.
- le superfici di discontinuità dei getti siano dotate di un elemento water-stop in P.V.C. accoppiato ad un elemento idroespansivo.

Conformemente alla UNI EN 206 ed in relazione alla classe di aggressività ambientale a cui sono esposti gli elementi strutturali, la durabilità dei manufatti è soddisfatta attraverso:

- la prescrizione di materiali di qualità adeguata
- la prescrizione di idoneo copriferro
- la verifica che l'apertura delle fessure, indipendentemente dal controllo per la tenuta idraulica, sia limitata a $W_{max} = 0.2 \text{ mm}$.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 60 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10. ANALISI STRUTTURALE VASCHE COMPARTO BIOLOGICO

10.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap. 3.1, in progetto è prevista la realizzazione di n.° 2 vasche rettangolari di nitrificazione / denitrificazione che compongono il Comparto Biologico.

Ciascuna vasca presenta dimensioni interne $B \times L = 18.00 \text{ m} \times 32.40 \text{ m}$, altezza interna $H = 7.30 \text{ m}$, pareti perimetrali di spessore 0.60 m e soletta di fondo di spessore 0.60 m che sborda rispetto alle pareti perimetrali di 0.30 m . Il piano di imposta della fondazione è a circa 6.00 m dal piano campagna, mentre il livello del fluido contenuto all'interno della vasca ha una altezza di 6.50 m rispetto all'estradosso della soletta di base.

La vasca è suddivisa in 2 comparti, ciascuno di dimensioni $B_1 \times L_1 = 18.00 \text{ m} \times 16.00 \text{ m}$, da pareti interne di spessore nominale 0.40 m ringrossate a 0.60 m nella parte inferiore.

Su una delle due pareti lunghe è prevista la realizzazione di una passerella in calcestruzzo armato di larghezza $B_{PASS} = 1.30 \text{ m}$ e spessore 0.30 m dotata di parapetti.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 80 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:


- Suola di fondazione: spessore 60 cm
- Pareti esterne: spessore 60 cm
- Parete interna: spessore 40 cm
- Soletta passerella: spessore 30 cm
- Canaletta: spessore 30 cm

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

L'utilizzo di un modello di calcolo tridimensionale permette di valutare le sollecitazioni in tutte le membrature sia in direzione verticale che orizzontale.

Nello specifico per quanto riguarda le pareti, l'utilizzo del modello 3D consente di valutare correttamente il comportamento a piastra e quindi risulta in uno stato sollecitativo ottimizzato rispetto a quello ottenibile con una modellazione bidimensionale (telaio piano) quale quella utilizzata in sede di progettazione definitiva.

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 61 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

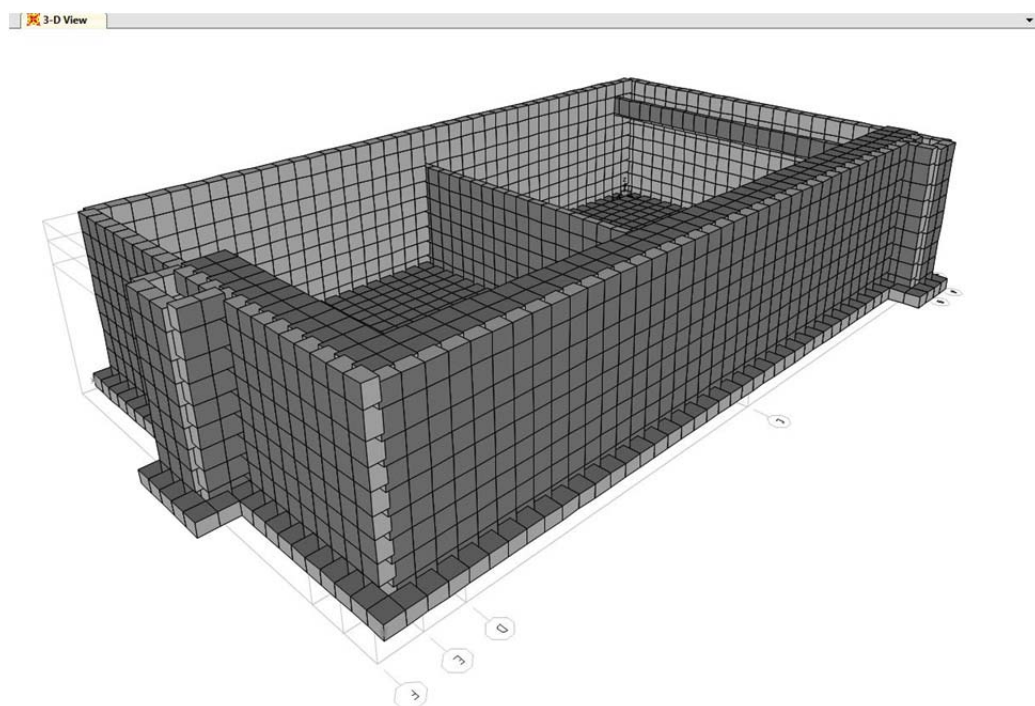


FIG. 10.1 - BIOLOGICO - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D SUD-OVEST

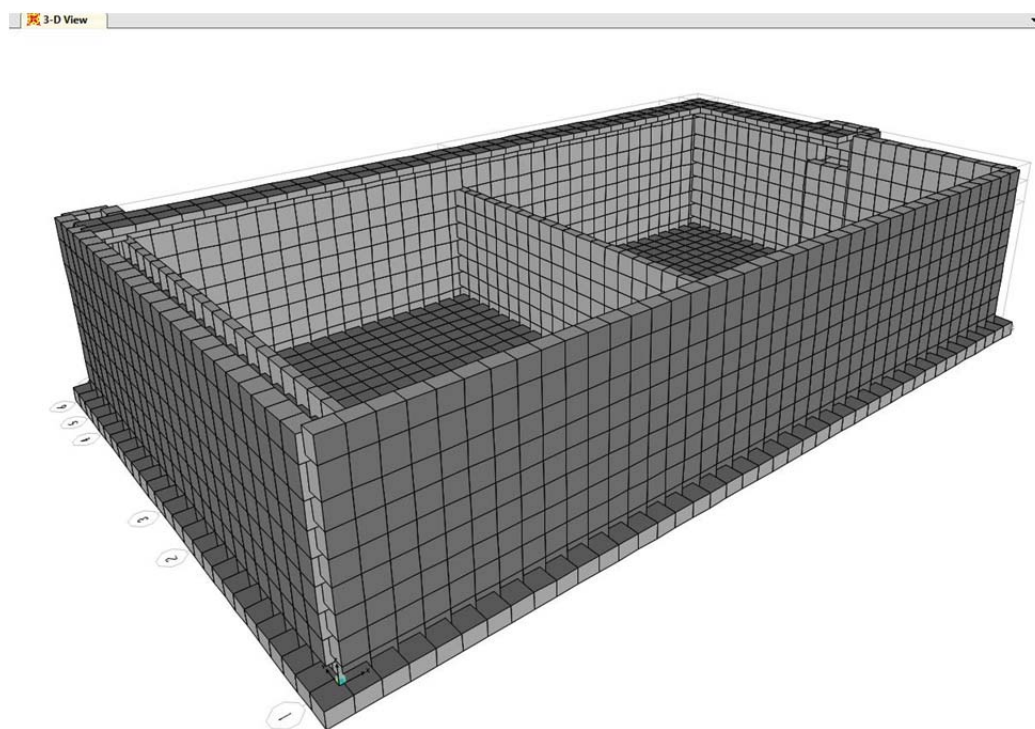




FIG. 10.2 - BIOLOGICO - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D NORD-EST

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 62 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio e permanenti portati:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ; peso dei parapetti della passerella applicato sotto forma di carico concentrato ($F = 0.5 \text{ kN/m}$) lungo il perimetro della passerella.
2. **Spinta del terreno sulle pareti esterne:** pressione variabile linearmente da 0 a $P_t = K_0 \times \gamma_t \times H_t = 0.50 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 5.80 \text{ m} = 52.2 \text{ kN/m}^2$ su pareti esterne;
3. **Spinta idrostatica della falda:** la falda idrostatica non interessa le strutture della vasca di filtrazione: per questa ragione la spinta della falda non viene considerata nell'analisi.
4. **Carico variabile su passerella:** pressione uniformemente distribuita di 1.20 kN/m^2 che involupa l'azione della neve ed il sovraccarico accidentale dovuto alla manutenzione;
5. **Spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca:** il battente massimo previsto per i liquami presenti all'interno della vasca è di 6.50 m (pressione triangolare con valore massimo pari a $P_{W,refluo} = \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 6.50 \text{ m} = 65 \text{ kN/m}^2$). Si considera sia il caso di intera vasca piena che il caso di un solo comparto interno pieno, condizione utilizzata per valutare le sollecitazioni agenti sulla parete interna.
6. **Azione termica:** si considera un variazione termica uniforme ($\pm 5^\circ\text{C}$) applicata su tutte le membrature della vasca.
7. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne:** pressione uniforme pari a $P_Q = K_0 \times Q = 0.5 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$. Le pressioni vengono applicate in due distinte condizioni di carico, una per le pareti trasversali ed una per quelle longitudinali.
8. **Sisma su strutture (S.L.C.):** azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.112$ applicata su tutti gli elementi della vasca in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y;
9. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.C.):** vista la caratterizzazione sismica dell'area, i coefficienti di spinta sismica risultano pari a $0.401 (K_v+)$ e $0.410 (K_v-)$, entrambi inferiori al valore di spinta a riposo ($K_0 = 0.50$) prudenzialmente assunto per le condizioni statiche: ne consegue che la spinta delle terre in condizioni statiche involupa quella sismica. Per questa ragione in presenza di sisma si considera la sola componente statica della spinta del terreno.
10. **Spinta idrodinamica interna (S.L.C.):** la risultante della spinta idrodinamica risulta $S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo}^2$ ed è quindi pari a 30 kN/m con altezza di applicazione pari a $0.4 \times H_{W,refluo} = 2.60 \text{ m}$. Essa viene applicata in due distinte condizioni di carico, una valida per gli effetti in direzione X ed una per gli effetti in direzione Y.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 63 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni, tenendo conto anche del fatto che nelle vasche l'azione dei terreni esterni si contrappone alla spinta dei fluidi contenuti e che l'azione di quest'ultima può risultare preponderante sulla prima.


Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché, trattandosi di strutture di contenimento di liquidi, in condizioni rare oltre alla limitazione tensionale si verifica anche l'apertura fessura con limiti più stringenti di quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti che, di conseguenza, risultano automaticamente soddisfatte.

Tra le combinazioni, sia allo S.L.U. che allo S.L.E. (cond. Rare), si è considerata anche quella corrispondente all'esecuzione della prova di tenuta idraulica della vasca, da eseguirsi prima del rinterro a tergo delle pareti perimetrali mediante riempimento con acqua fino al livello di progetto, con lo scopo di verificare l'impermeabilità delle strutture realizzate e di permettere, in caso di perdite dovute a difetti localizzati, di intervenire ove necessario per ripristinare l'impermeabilità delle strutture. Nella combinazione relativa alla prova di tenuta idraulica si sono pertanto considerati unicamente il peso proprio delle strutture e la spinta dei liquidi contenuti all'interno.


Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della vasca, ivi comprese le combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti.

10.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 12 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 13 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 15 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 16 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 18 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 64 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 19 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 22 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 23 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 25 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 26 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 29 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 31 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 34 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 35 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 36 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 37 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 38 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 39 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 40 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 41 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 42 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 44 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 45 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 46 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 47 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 48 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 49 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 50 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 51 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 52 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 58 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 68 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 65 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 69 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 70 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 71 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 72 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 73 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 74 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 75 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 76 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 77 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 78 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 79 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 80 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 81 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 82 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 83 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 84 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 85 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 86 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 87 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 88 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 89 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 90 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 91 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 92 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 93 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 94 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 95 (tenuta) | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |


10.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. long | Spinta sovraccarico dir. trasv | Sisma strut. dir. long | Sisma strut. dir. trasv | Spinta idrodin. dir. long | Spinta idrodin. dir. trasv |
|-------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|-------------------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 66 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


10.3.2. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 25 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 48 (Tenuta) | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 67 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 25 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |


| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 68 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.3.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabile passerella | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |

10.4. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini di momento flettente nelle due direzioni (M11 e M22) nelle condizioni di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (S.L.U. & S.L.C.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 69 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.4.1. Suola di fondazione

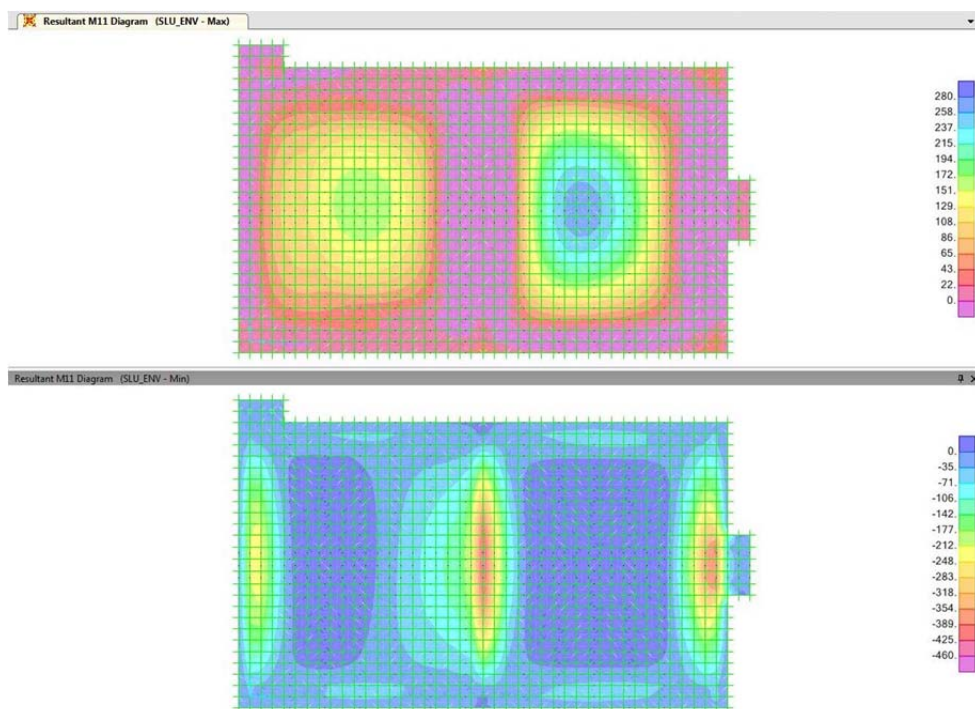


FIG. 10.3 - BIOLOGICO – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11

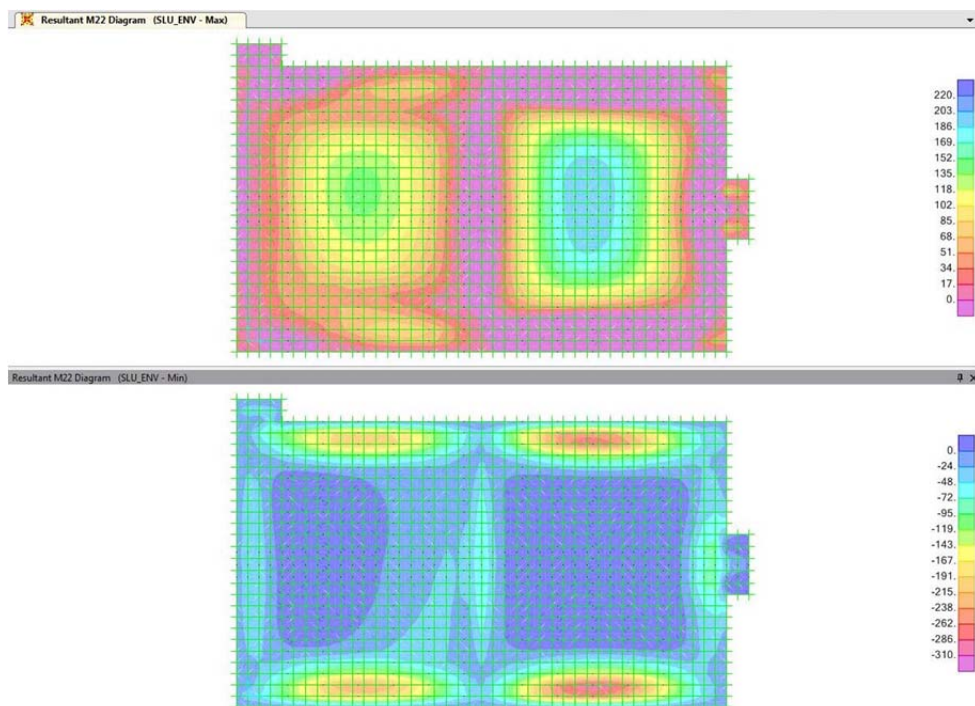



FIG. 10.4 - BIOLOGICO – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 70 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.4.2. Pareti esterne longitudinali

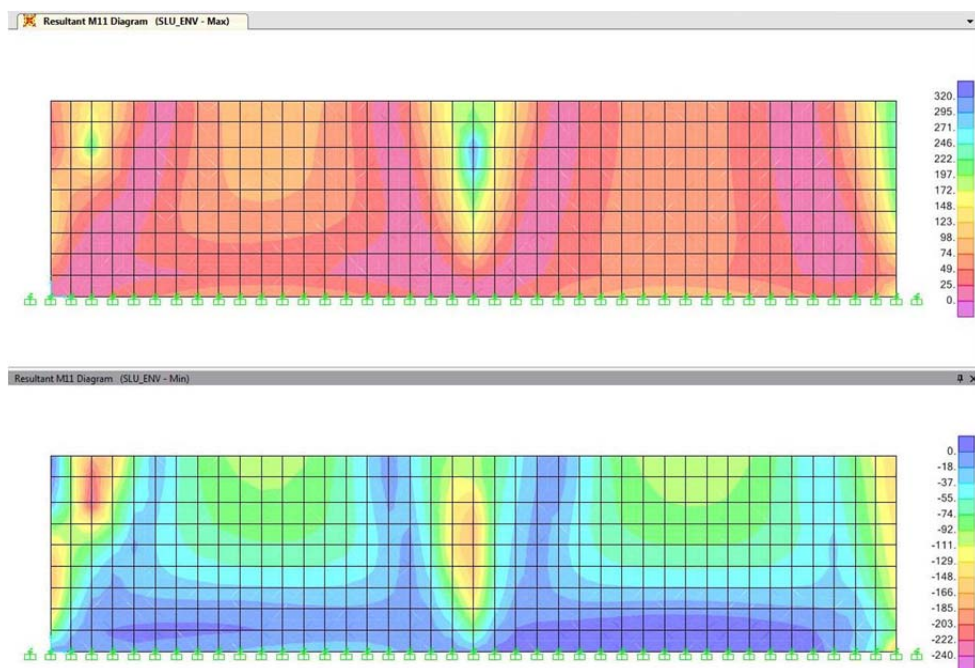


FIG. 10.5 - BIOLOGICO – PARETI ESTERNE LONG. – INVILUPPO SLU M11

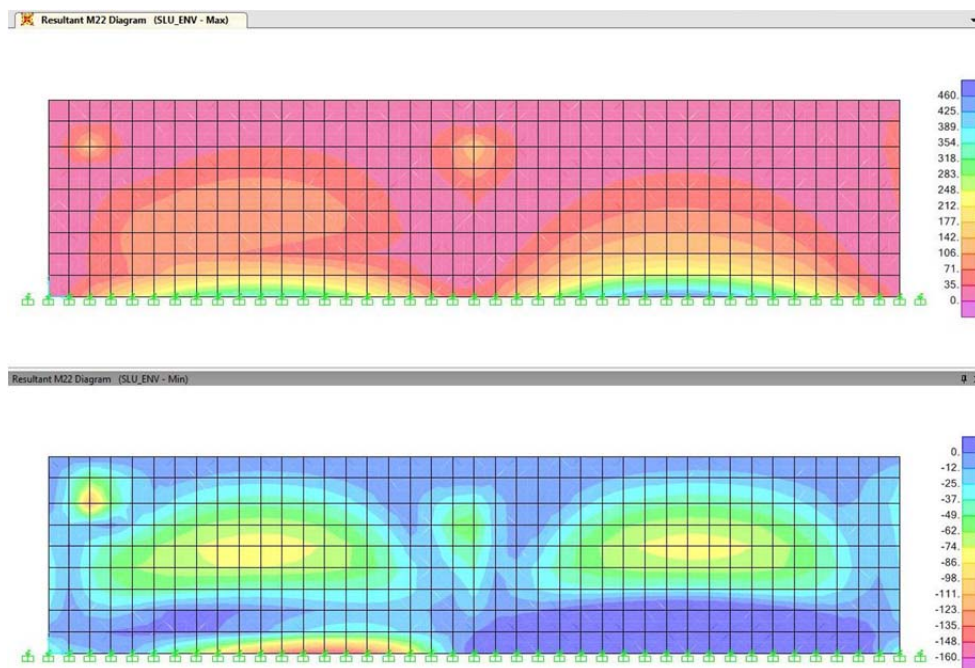



FIG. 10.6 - BIOLOGICO – PARETI ESTERNE LONG. – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 71 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.4.1. Pareti esterne trasversali

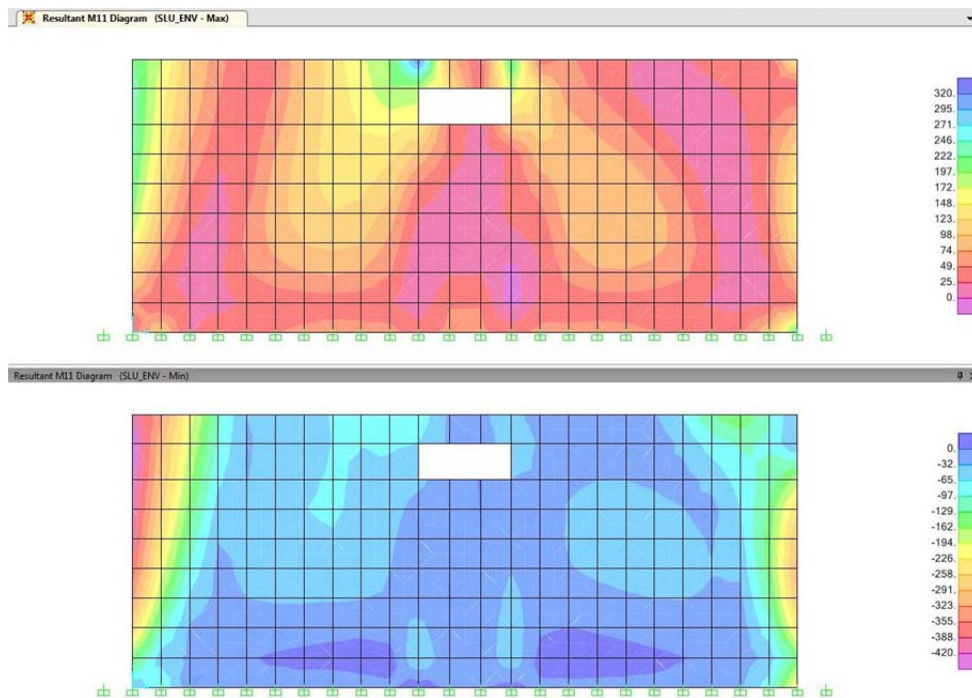


FIG. 10.7 - BIOLOGICO – PARETI ESTERNE TRASV. – INVILUPPO SLU M11

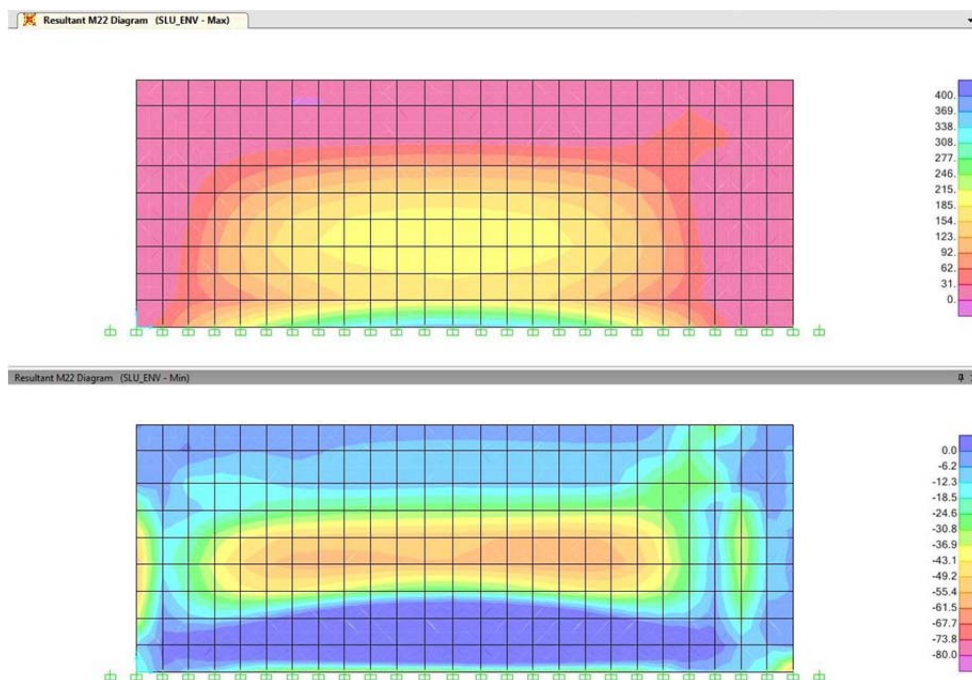



FIG. 10.8 - BIOLOGICO – PARETI ESTERNE TRASV. – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 72 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.4.1. Setto interno

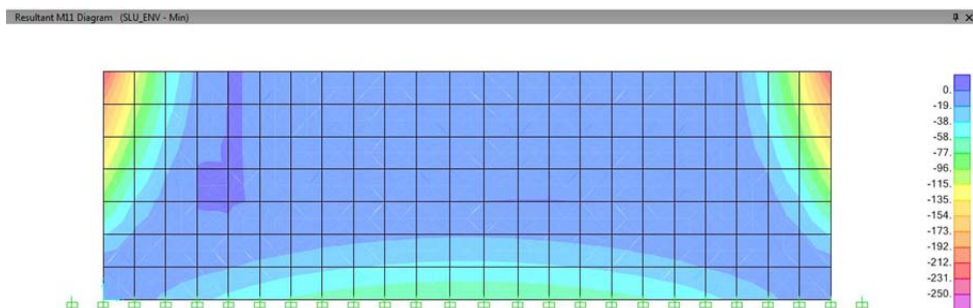


FIG. 10.9 - BIOLOGICO – SETTO INTERNO – INVILUPPO SLU M11

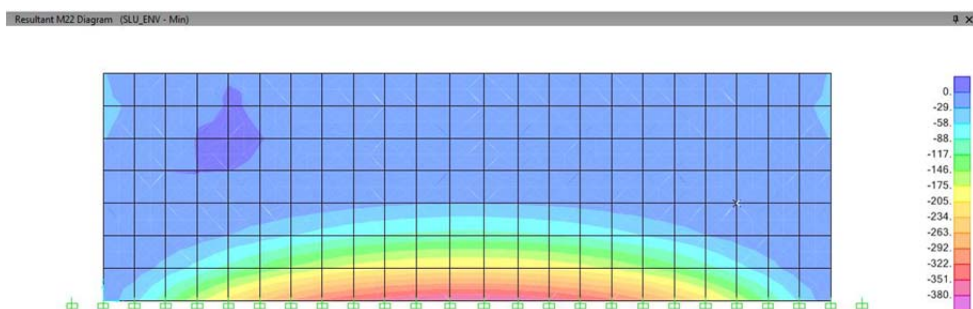



FIG. 10.10 - BIOLOGICO – SETTO INTERNO – INVILUPPO SLU M22

N.B.: lo stato sollecitativo del setto interno è simmetrico dato che è conseguenza del completo riempimento (battente $H = 5.50$ m) di uno qualsiasi dei due comparti in cui il setto divide la vasca.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 73 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.5. Verifiche strutturali

10.5.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite ultimo

La suola di fondazione presenta spessore di 60 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale:
 - Incastro: barre $\Phi 20$ / 20 cm ad estradosso
barre $\Phi 20$ / 10 cm ad intradosso
 - Campata: barre $\Phi 20$ / 20 cm ad estradosso
barre $\Phi 20$ / 20 cm ad intradosso
- Direzione longitudinale:
 - Incastro: barre $\Phi 20$ / 20 cm ad estradosso
barre $\Phi 20$ / 10 cm ad intradosso
 - Campata: barre $\Phi 20$ / 20 cm ad estradosso
barre $\Phi 20$ / 20 cm ad intradosso

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.


Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.

TAB. 10.1: BIOLOGICO – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø20/20" | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" | 1Ø20/10" |
| | 15.7 | 31.4 | 15.7 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" |
| | 15.7 | 15.7 | 15.7 | 15.7 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 270 | -446 | 202 | -302 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 325.00 | -622.00 | 320.00 | -596.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.20 | 1.39 | 1.58 | 1.97 |

TAB. 10.2: BIOLOGICO – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 31.4 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" |
| | 15.7 | 15.7 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 256 | 216 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 271.00 | 276.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 74 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.5.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.17 mm (rapporto $H_w/h = 6.50 / 0.60 = 10.83$).

TAB. 10.3: BIOLOGICO – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 | 60 | 60 |
| A_{s,tesa} [cm²] | 1Ø20/20" | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" | 1Ø20/10" |
| | 15.7 | 31.4 | 15.7 | 31.4 |
| A_{s,comp} [cm²] | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" | 1Ø20/20" |
| | 15.7 | 15.7 | 15.7 | 15.7 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 180 | -280 | 150 | -220 |
| σ_c [N/mm²] | -5.30 | -6.30 | -4.00 | -4.50 |
| σ_s [N/mm²] | 242.00 | 194.00 | 193.00 | 145.00 |
| w [mm] | - (*) | 0.17 | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.


10.5.3. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite ultimo

Le pareti esterne longitudinali (allineamenti "1" e "5" del modello di calcolo) presentano spessore nominale di 60 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione verticale:
 - Sezione di base: barre Ø20 / 10 cm sul lembo esterno
barre Ø20 / 20 cm al lembo interno
 - A partire da 2.00 m da base parete: barre Ø16 / 20 cm sul lembo esterno
barre Ø16 / 20 cm al lembo interno
- Direzione orizzontale:
 - Sezione corrente: barre Ø16 / 20 cm sul lembo esterno
barre Ø16 / 20 cm al lembo interno
 - Spigoli e incrocio pareti: barre Ø20 / 10 cm sul lembo esterno
barre Ø20 / 10 cm al lembo interno

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale). Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 75 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 10.4: BIOLOGICO – PARETI ESTERNE 1 E 5 – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø16/20" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø16/20" |
| | 10.05 | 31.4 | 31.4 | 10.05 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø16/20" | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" | 1Ø16/20" |
| | 10.05 | 31.4 | 15.7 | 10.05 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 205 | -465 | 460 | -190 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 217.00 | -622.00 | 596.00 | -217.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.06 | 1.34 | 1.30 | 1.14 |

TAB. 10.5: BIOLOGICO – PARETI ESTERNE 1 E 5 - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 31.4 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" |
| | 31.4 | 15.7 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 230 | 235 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 276.00 | 271.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

10.5.4. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.


In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.17 mm (rapporto $H_w/h = 6.50 / 0.60 = 10.83$).

TAB. 10.6: BIOLOGICO – PARETI ESTERNE 1 E 5 - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø16/20" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø16/20" |
| | 10.05 | 31.4 | 31.4 | 10.05 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø16/20" | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" | 1Ø16/20" |
| | 10.05 | 31.4 | 15.7 | 10.05 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 140 | -270 | 280 | -112 |
| σ_c [N/mm²] | -4.60 | -5.10 | -6.30 | -3.90 |
| σ_s [N/mm²] | 277.00 | 177.00 | 194.00 | 229.00 |
| w [mm] | - (*) | 0.16 | 0.17 | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 76 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.5.5. Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite ultimo

Le pareti esterne longitudinali (allineamenti "A" ed "E" del modello di calcolo) presentano spessore nominale di 60 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione verticale:
 - Sezione di base: barre $\Phi 20$ / 10 cm sul lembo esterno
barre $\Phi 20$ / 20 cm al lembo interno
 - A partire da 2.00 m da base parete: barre $\Phi 16$ / 20 cm sul lembo esterno
barre $\Phi 16$ / 20 cm al lembo interno
- Direzione orizzontale:
 - Sezione corrente: barre $\Phi 16$ / 20 cm sul lembo esterno
barre $\Phi 16$ / 20 cm al lembo interno
 - Spigoli e incrocio pareti: barre $\Phi 20$ / 10 cm sul lembo esterno
barre $\Phi 20$ / 10 cm al lembo interno

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.


Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale). Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 10.7: BIOLOGICO – PARETI ESTERNE A ED E – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø16/20" |
| | 31.4 | 31.4 | 31.4 | 10.05 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" | 1Ø16/20" |
| | 31.4 | 31.4 | 15.7 | 10.05 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 240 | -450 | 360 | 90 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 622.00 | -622.00 | 596.00 | -217.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 2.59 | 1.38 | 1.66 | 2.41 |

TAB. 10.8: BIOLOGICO – PARETI ESTERNE A ED E - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 31.4 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" |
| | 31.4 | 15.7 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 220.00 | 250.00 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 276.00 | 271.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 77 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.5.6. Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.17 mm (rapporto $H_w/h = 6.50 / 0.60 = 10.83$).

TAB. 10.9: BIOLOGICO – PARETI ESTERNE A ED E - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 60 | 60 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø16/20" |
| | 31.4 | 31.4 | 31.4 | 10.05 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/20" | 1Ø16/20" |
| | 31.4 | 31.4 | 15.7 | 10.05 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 170 | -280 | 270 | -60 |
| σ_c [N/mm²] | -3.20 | -5.20 | -5.60 | -2.10 |
| σ_s [N/mm²] | 112.00 | 184.00 | 187.00 | 123.00 |
| w [mm] | - (*) | 0.17 | 0.17 | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.


10.5.7. Parete interna - Verifiche Strutturali

La parete interna, che separa i due comparti interni, ha un'altezza di 5.50 m e presenta spessore nominale di 40 cm ringrossato alla base a 60 cm.

L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione verticale:
 - Sezione di base: barre Ø20 / 10 cm ad entrambi i lembi
 - A partire da 3.00 m da base parete: barre Ø16 / 20 cm ad entrambi i lembi
- Direzione orizzontale:
 - Sezione corrente: barre Ø16 / 20 cm ad entrambi i lembi
 - Spigoli: barre Ø16 / 10 cm ad entrambi i lembi

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice. Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 78 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 10.10: BIOLOGICO – PARETE INTERNA – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø16/10" | 1Ø16/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 20.1 | 20.1 | 31.4 | 31.4 | 31.4 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø16/10" | 1Ø16/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 20.1 | 20.1 | 31.4 | 31.4 | 31.4 | 31.4 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 200 | -200 | 260 | -260 | 380 | -380 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 252.00 | -252.00 | 355.00 | -355.00 | 600.00 | -600.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.26 | 1.26 | 1.37 | 1.37 | 1.58 | 1.58 |

TAB. 10.11: BIOLOGICO – PARETE INTERNA - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø16/10" | 1Ø20/10" |
| | 20.1 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø16/10" | 1Ø20/10" |
| | 20.1 | 31.4 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 150 | 203 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 193.00 | 272.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

10.5.8. Parete interna - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.


In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.17 mm (rapporto $H_w/h = 6.50 / 0.60 = 10.83$).

TAB. 10.12: BIOLOGICO – PARETE INTERNA - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 60 | 60 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø16/10" | 1Ø16/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 20.1 | 20.1 | 31.4 | 31.4 | 31.4 | 31.4 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø16/10" | 1Ø16/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" | 1Ø20/10" |
| | 20.1 | 20.1 | 31.4 | 31.4 | 31.4 | 31.4 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 120 | -120 | 140 | -140 | 210 | -210 |
| σ_c [N/mm²] | -6.00 | -6.00 | -6.50 | -6.50 | -4.30 | -4.30 |
| σ_s [N/mm²] | 198.00 | 198.00 | 162.00 | 162.00 | 144.00 | 144.00 |
| w [mm] | 0.17 | 0.17 | 0.14 | 0.14 | 0.13 | 0.13 |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 79 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

10.5.9. Passerella e Canaletta - Verifiche statiche

La soletta della passerella e gli elementi della canaletta, di spessore 30 cm, presentano uno stato sollecitativo molto modesto (momento flettente massimo allo S.L.U. pari a $M = 37 \text{ kNm/m}$ ed azione di taglio allo S.L.U. pari a $V = 42 \text{ kN/m}$): dato lo stato tensionale ridotto si dispone un'armatura minima costituita da barre $\Phi 12$ a passo 20 cm sia all'intradosso che all'estradosso in entrambe le direzioni (longitudinale e trasversale).

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

10.6. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della vasca di filtrazione finale.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

10.6.1. Analisi dei carichi

Si calcola la pressione scaricata al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio suola di fondazione: $G_{kl} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.60 \text{ m} = 15.0 \text{ kN/m}^2$
- Peso liquidi contenuti: $Q_K = 10 \text{ kN/m}^3 \times 6.50 \text{ m} = 65.0 \text{ kN/m}^2$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times 15 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 65 \text{ kN/m}^2 = 117 \text{ kN/m}^2$$


Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (15 \text{ kN/m}^2 + 65 \text{ kN/m}^2)] = 85 \text{ kN/m}^2$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLU} = 1.00 \times 15 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \times 65 \text{ kN/m}^2 = 80 \text{ kN/m}^2$$

10.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Il peso scaricato dalla vasca ($P_{SLU} = 117 \text{ kN/m}^2$) recupera il peso del terreno rimosso (114 kN/m^2): ne consegue che non vi sono problemi di capacità portante in fondazione.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 80 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

La verifica di capacità portante viene pertanto omessa in quanto non significativa.

10.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Non essendoci un dislivello di carico che possa generare uno scorrimento la verifica viene omessa.


10.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Come sopra calcolato la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione allo S.L.E vale $P_{SLE} = 80 \text{ kN/m}^2$, valore ampiamente inferiore al peso del terreno scavato per raggiungere il piano di imposta della fondazione; lo scarico tensionale prodotto dallo scavo di 6 metri di terreno è infatti pari a circa:

$$\Delta\sigma = 6.00 \text{ m} \times 19 \text{ KN/m}^3 = 114 \text{ KN/m}^2.$$

La tensione efficace trasmessa in fondazione, si trova pertanto ad agire in condizioni di ricompressione.

Per quanto concerne i cedimenti, considerando che tutti i terreni si trovano in condizioni di ricarico, si ottiene un cedimento pari a: $w = 80 \text{ kPa} / 50 \text{ MPa} \times 2.2 \text{ m} = 3.5 \text{ mm}$ per il solo livello II e altri 7.5 mm per la restante stratigrafia che interagisce con l'opera. Il cedimento finale è dunque dell'ordine dei 11 mm, valore pienamente compatibile con le opere.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 81 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11. ANALISI STRUTTURALE VASCA DI DECANTAZIONE FINALE

11.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap. 3.2, la vasca di decantazione finale ha conformazione cilindrica ad asse verticale e diametro netto interno pari a 28.00 m. La parete della vasca ha lo spessore costante di 30 cm ed una altezza, misurata dall'estradosso della soletta di base, pari a 3.50 m. La soletta di base ha una conformazione troncoconica con uno spessore tipico di 30 cm ed un dislivello tra bordo esterno e bordo interno di 80 cm.

Il nucleo centrale della platea di fondazione, diametro esterno di 4.65 m ed altezza di 0.40 m, risulta a sua volta ribassato rispetto al bordo interno della platea di 1.35 cm.

Il livello del fluido contenuto ha una altezza di 3.00 m, riferito alla parete di contorno, ovvero rispetto all'estradosso del bordo della soletta di base, dal quale si elevano le pareti del contorno.

Lungo l'intero perimetro esterno della vasca è presente in sommità una canaletta, di larghezza utile 0.65 m ed altezza 1.50 m, anch'essa realizzata in calcestruzzo armato con parete e soletta di spessore 20 cm.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione massima dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 30 cm
- Pareti esterne: spessore 30 cm
- Canaletta: spessore 20 cm


La colonna centrale su cui appoggia il chiarificatore viene invece modellata con un elemento BEAM di rigidezza pari a quella della sezione (circolare con rinforzi a croce) della colonna.

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

L'utilizzo di un modello di calcolo tridimensionale permette di valutare le sollecitazioni in tutte le membrature sia in direzione verticale che orizzontale.

Nello specifico per quanto riguarda le pareti, l'utilizzo del modello 3D consente di valutare correttamente il comportamento a piastra e quindi risulta in uno stato sollecitativo ottimizzato rispetto a quello ottenibile con una modellazione bidimensionale (telaio piano) piano) quale quella utilizzata in sede di progettazione definitiva.

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 82 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

3-D View

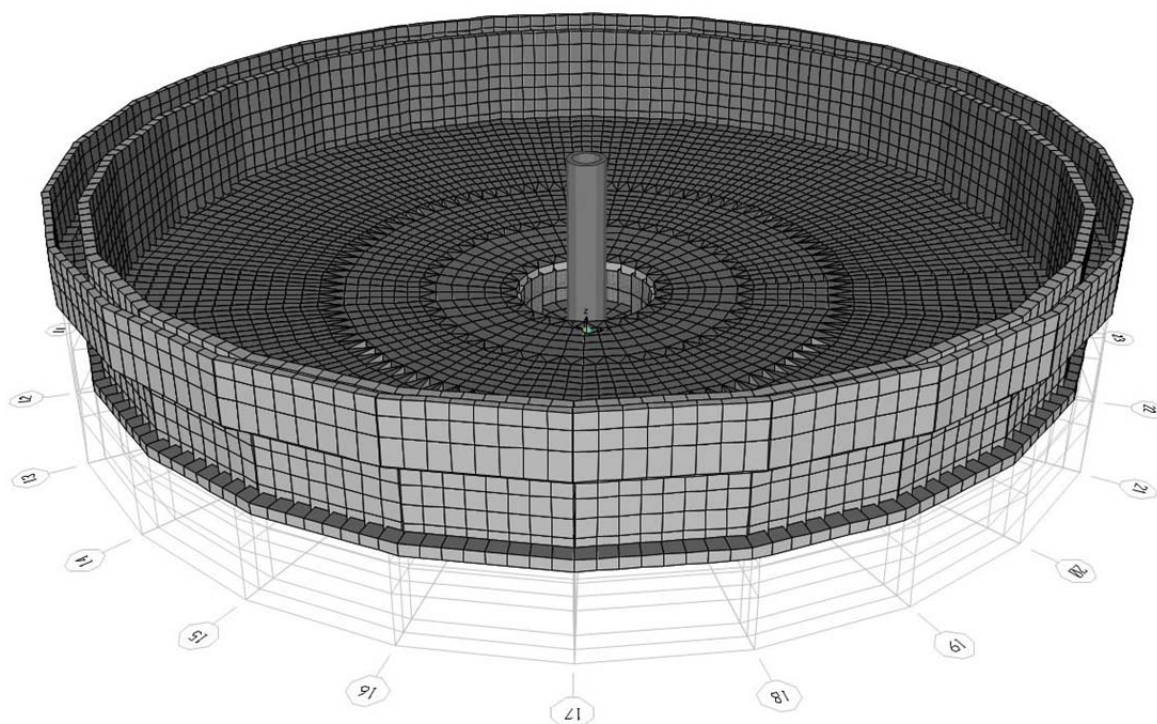




FIG. 11.1 - DECANTAZIONE FINALE - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 83 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ;
2. **Spinta del terreno sulle pareti esterne:** pressione variabile linearmente da 0 a $P_t = K_0 \times \gamma_t \times H_t = 0.50 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 3.15 \text{ m} = 28.35 \text{ kN/m}^2$ su pareti esterne;
3. **Spinta idrostatica della falda:** la falda idrostatica non interessa le strutture della vasca di decantazione: per questa ragione la spinta della falda non viene considerata nell'analisi.
4. **Spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca:** il battente massimo previsto per i liquami presenti all'interno della vasca è di 3.00 m (pressione orizzontale variabile da 0 a $P_{W,refluo} = \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 3.00 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}^2$ sulla parete esterna e pressione verticale variabile da 30 kN/m^2 a 38 kN/m^2 sulla suola di fondazione).
5. **Azione termica:** si considera un variazione termica uniforme ($\pm 5^\circ\text{C}$) applicata su tutte le membrature della vasca.
6. **Spinta del sovraccarico sulla parete esterna:** pressione uniforme pari a $P_Q = K_0 \times Q = 0.5 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$.
7. **Azione trasmessa dal chiarificatore:** il chiarificatore a trazione periferica trasmette alla colonna centrale un carico verticale concentrato $N = 20 \text{ kN}$ ed una coppia torcente $M_T = 30 \text{ kNm}$. Le due ruote che scorrono lungo l'estradosso della parete esterna trasmettono invece cadauna un carico verticale concentrato $N = 10 \text{ kNm}$.
8. **Sisma su strutture (S.L.C.):** azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.112$ applicata su tutti gli elementi della vasca in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y;
9. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.C.):** vista la caratterizzazione sismica dell'area, i coefficienti di spinta sismica risultano pari a 0.401 (K_{v+}) e 0.410 (K_{v-}), entrambi inferiori al valore di spinta a riposo ($K_0 = 0.50$) prudenzialmente assunto per le condizioni statiche: ne consegue che la spinta delle terre in condizioni statiche involuppa quella sismica. Per questa ragione in presenza di sisma si considera la sola componente statica della spinta del terreno.
10. **Spinta idrodinamica interna (S.L.C.):** la risultante della spinta idrodinamica risulta $S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo}^2$ ed è quindi pari a 6 kN/m con altezza di applicazione pari a $0.4 \times H_{W,refluo} = 1.20 \text{ m}$.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 84 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni, tenendo conto anche del fatto che nelle vasche l'azione dei terreni esterni si contrappone alla spinta dei fluidi contenuti e che l'azione di quest'ultima può risultare preponderante sulla prima.


Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché, trattandosi di strutture di contenimento di liquidi, in condizioni rare oltre alla limitazione tensionale si verifica anche l'apertura fessura con limiti più stringenti di quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti che, di conseguenza, risultano automaticamente soddisfatte.

Tra le combinazioni, sia allo S.L.U. che allo S.L.E. (cond. Rare), si è considerata anche quella corrispondente all'esecuzione della prova di tenuta idraulica della vasca, da eseguirsi prima del rinterro a tergo delle pareti perimetrali mediante riempimento con acqua fino al livello di progetto, con lo scopo di verificare l'impermeabilità delle strutture realizzate e di permettere, in caso di perdite dovute a difetti localizzati, di intervenire ove necessario per ripristinare l'impermeabilità delle strutture. Nella combinazione relativa alla prova di tenuta idraulica si sono pertanto considerati unicamente il peso proprio delle strutture e la spinta dei liquidi contenuti all'interno.

Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della vasca, ivi comprese le combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti.

11.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 12 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 13 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 15 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 16 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 18 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 85 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore |
|-------------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|
| 19 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 22 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 23 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 25 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 49 (Tenuta) | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |

11.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore | Sisma strutture dir. X | Sisma strutture dir. Y | Spinta idrodin. dir. X | Spinta idrodin. dir. Y |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 86 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore | Sisma strutture dir. X | Sisma strutture dir. Y | Spinta idrodin. dir. X | Spinta idrodin. dir. Y |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |

11.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore |
|-------------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 25 (Tenuta) | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

11.3.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 87 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico | Chiarificatore |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|---------------------|----------------|
| 10 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |

11.3.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |

11.4. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini di momento flettente nelle due direzioni (M11 e M22) nelle condizioni di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (S.L.U. & S.L.C.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 88 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.4.1. Suola di fondazione

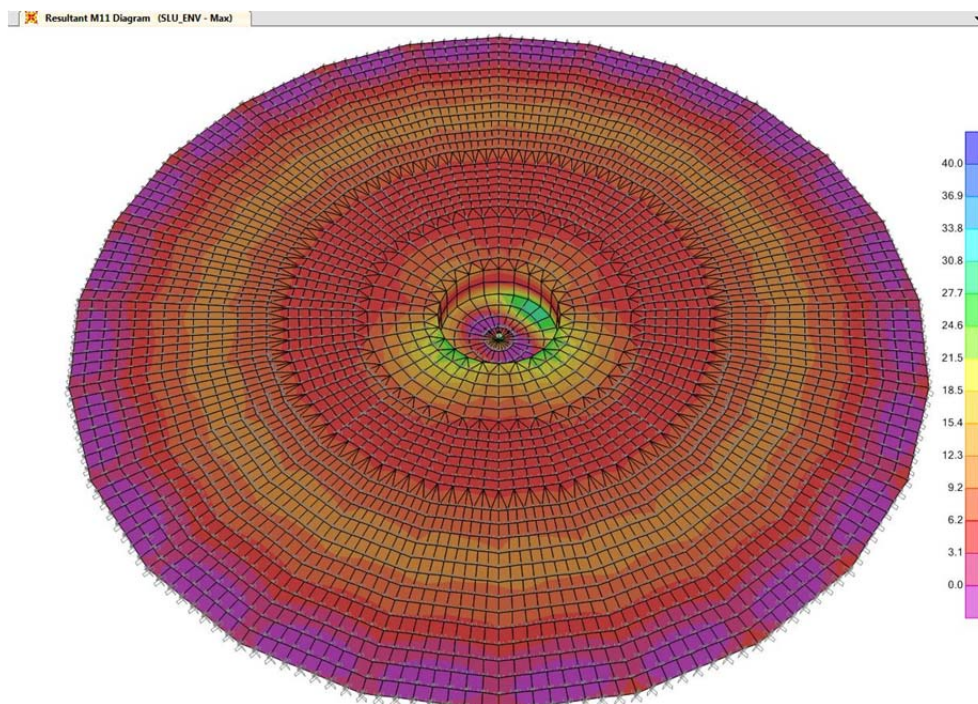


FIG. 11.2 - DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11+

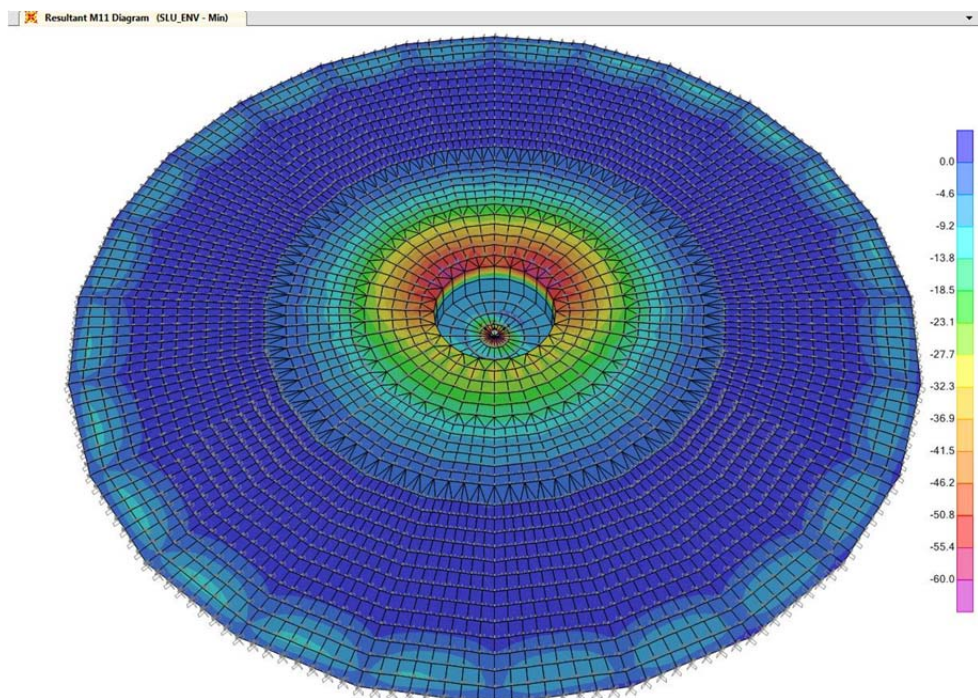



FIG. 11.3 - DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11+

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 89 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

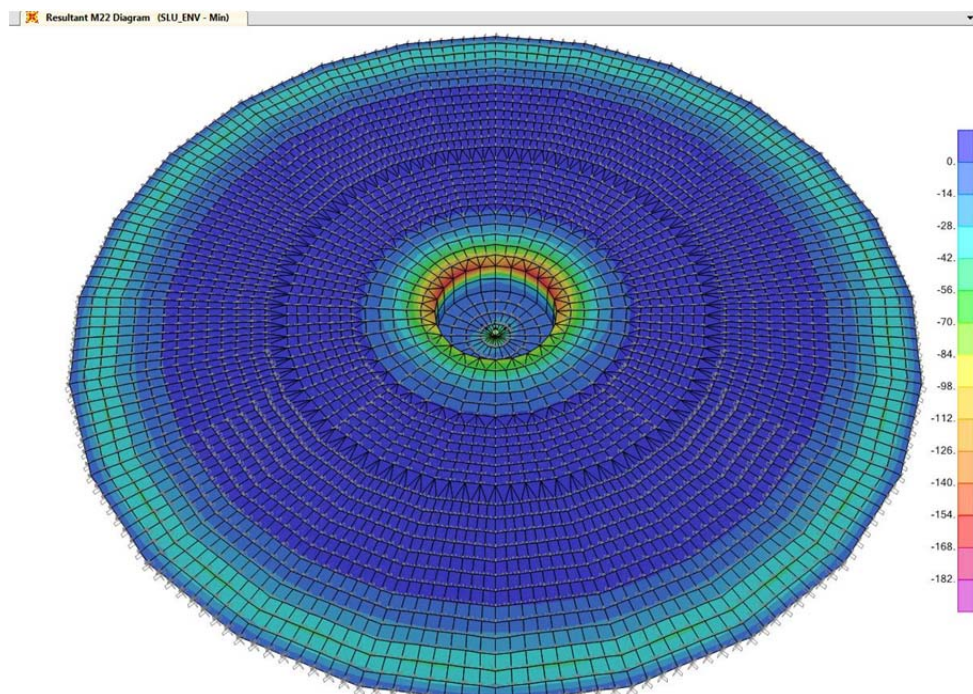


FIG. 11.4 - DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22-

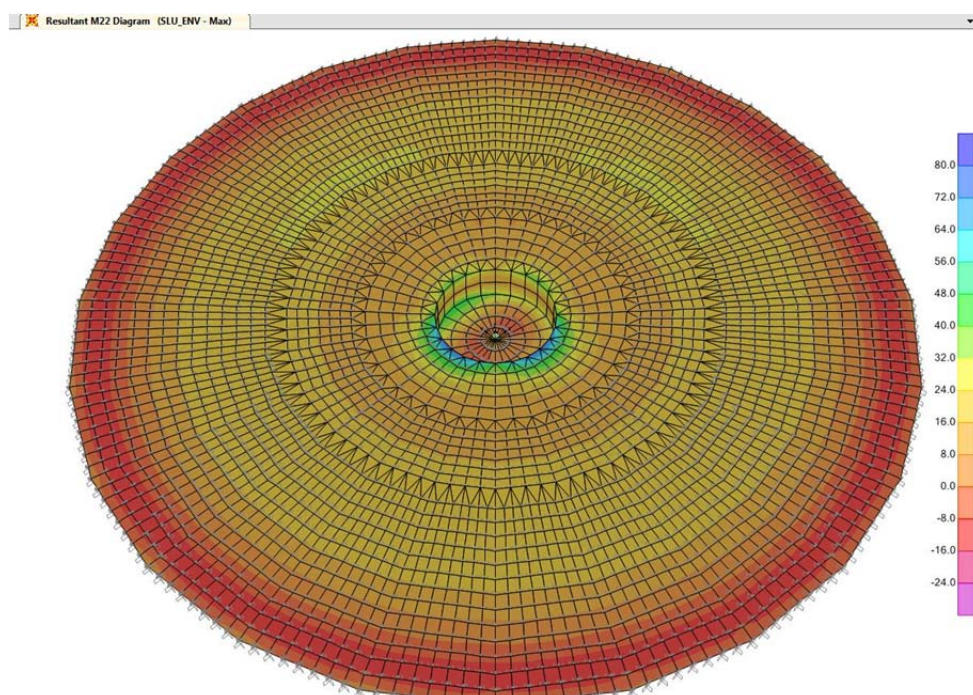



FIG. 11.5 - DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22+

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 90 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.4.2. Parete esterna

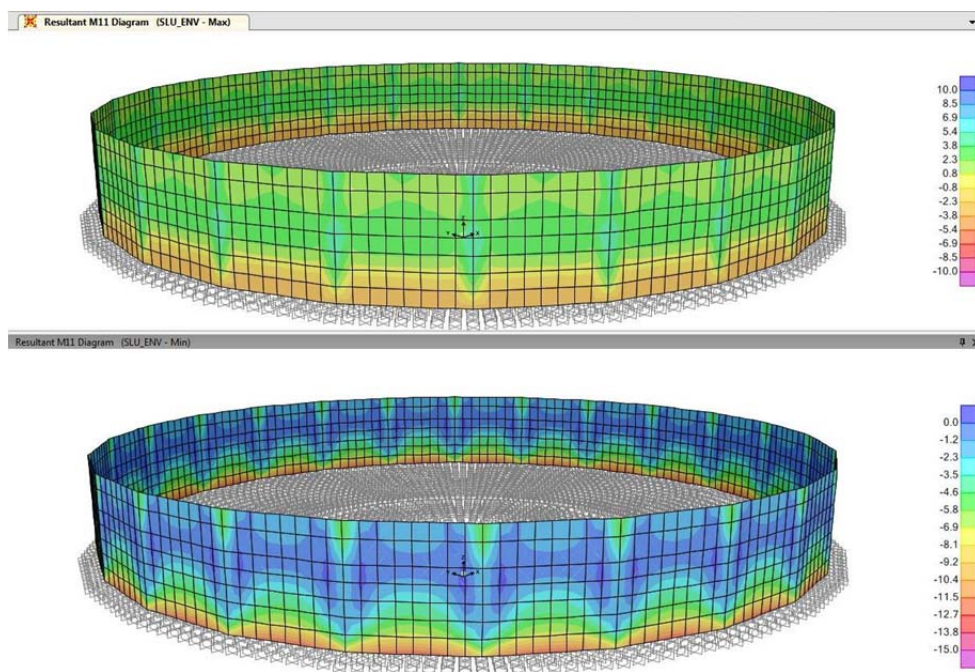


FIG. 11.6 - DECANTAZIONE FINALE – PARETE ESTERNA – INVILUPPO SLU M11

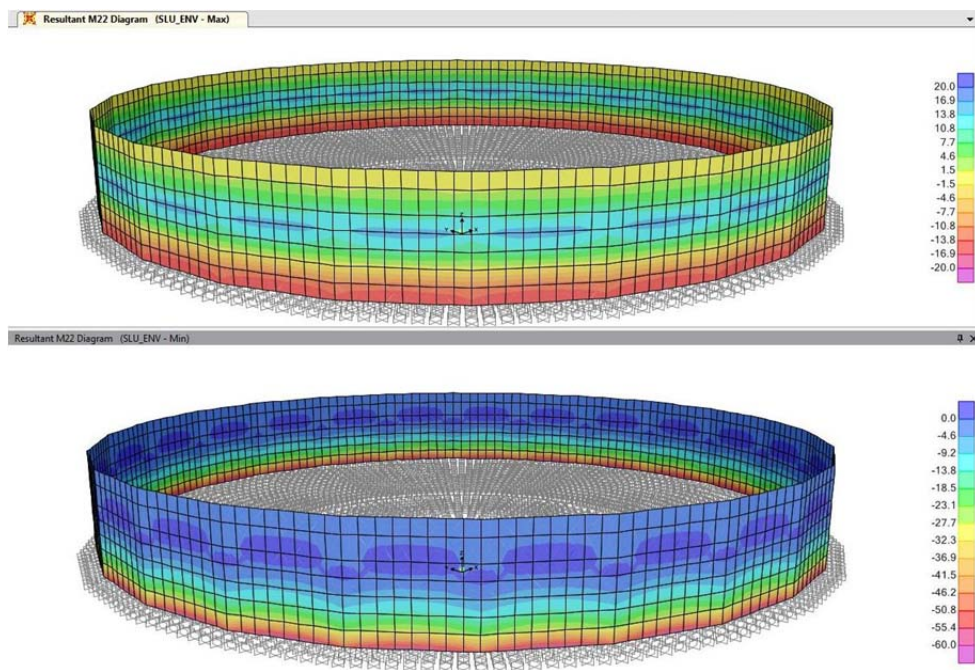



FIG. 11.7 - DECANTAZIONE FINALE – PARETE ESTERNA – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 91 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.4.3. Canaletta

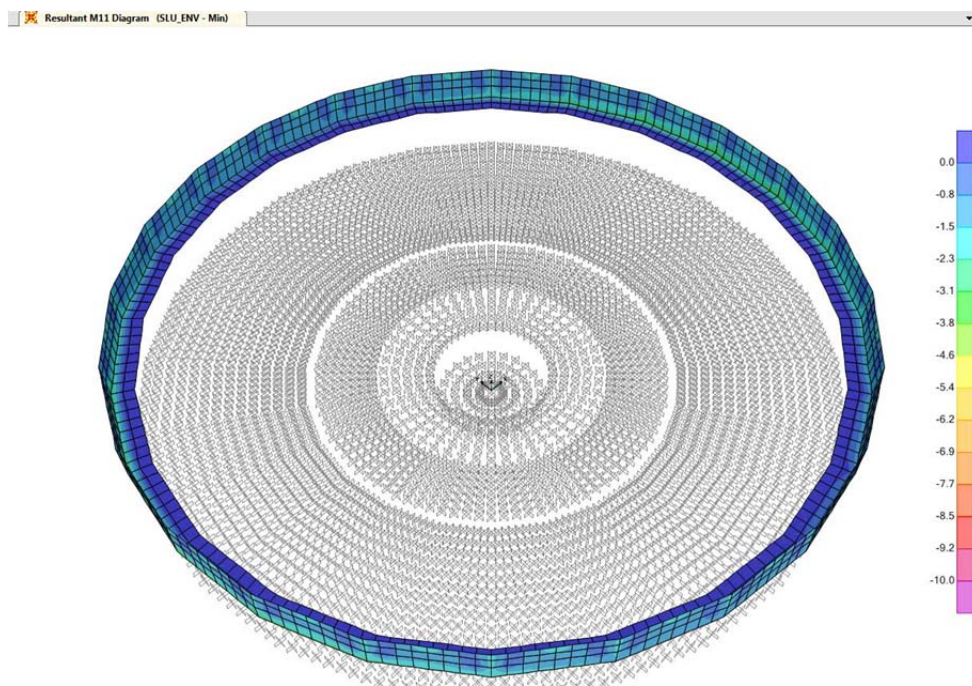


FIG. 11.8 - DECANTAZIONE FINALE – CANALETTA – INVILUPPO SLU M11-

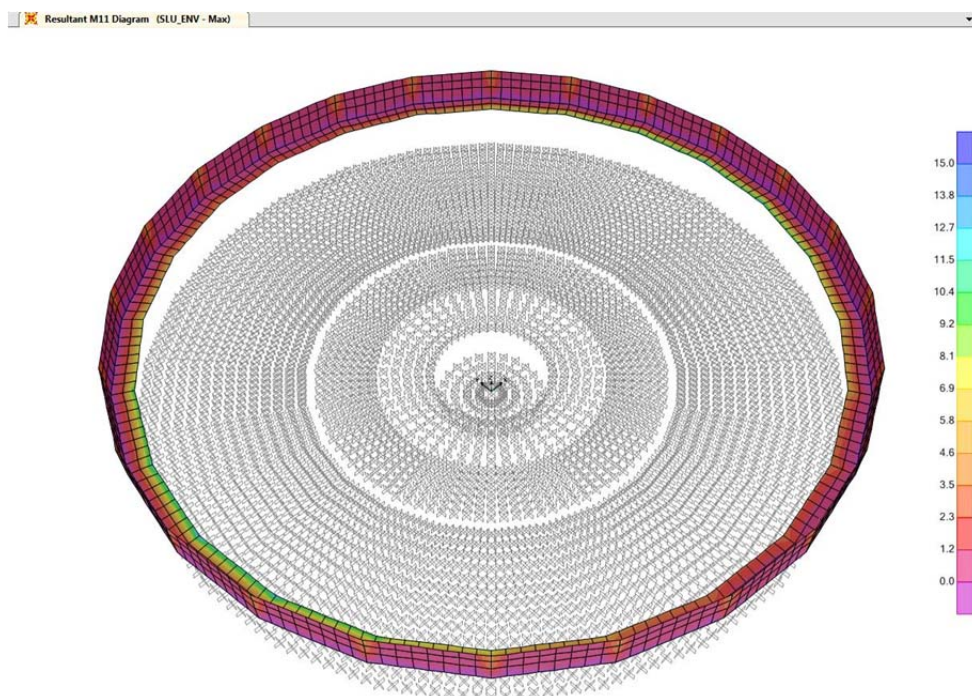



FIG. 11.9 - DECANTAZIONE FINALE – CANALETTA – INVILUPPO SLU M11+

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 92 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

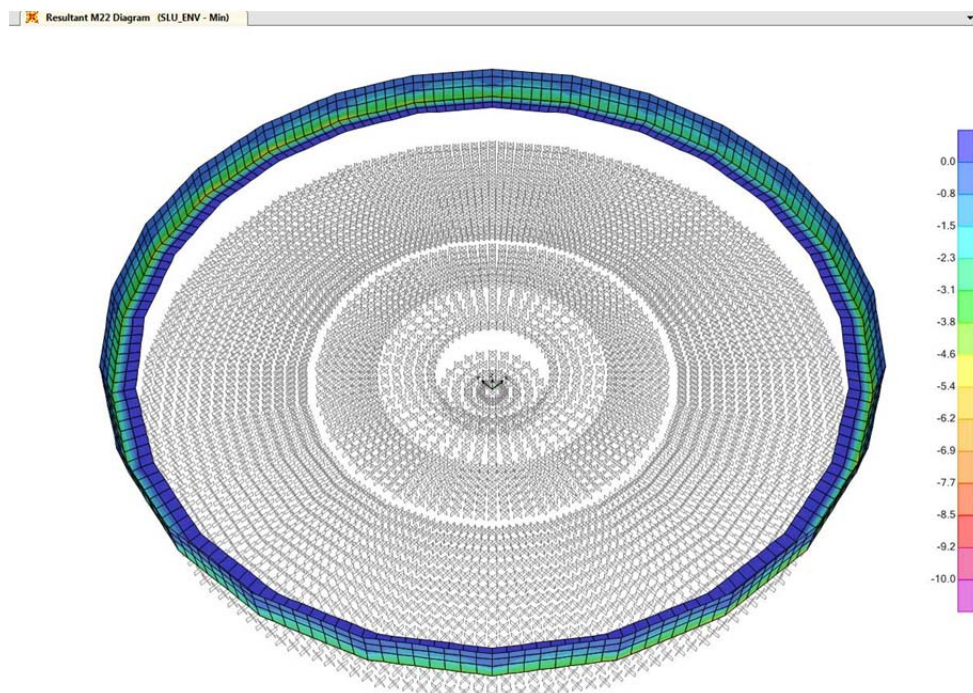


FIG. 11.10 - DECANTAZIONE FINALE – CANALETTA – INVILUPPO SLU M22-

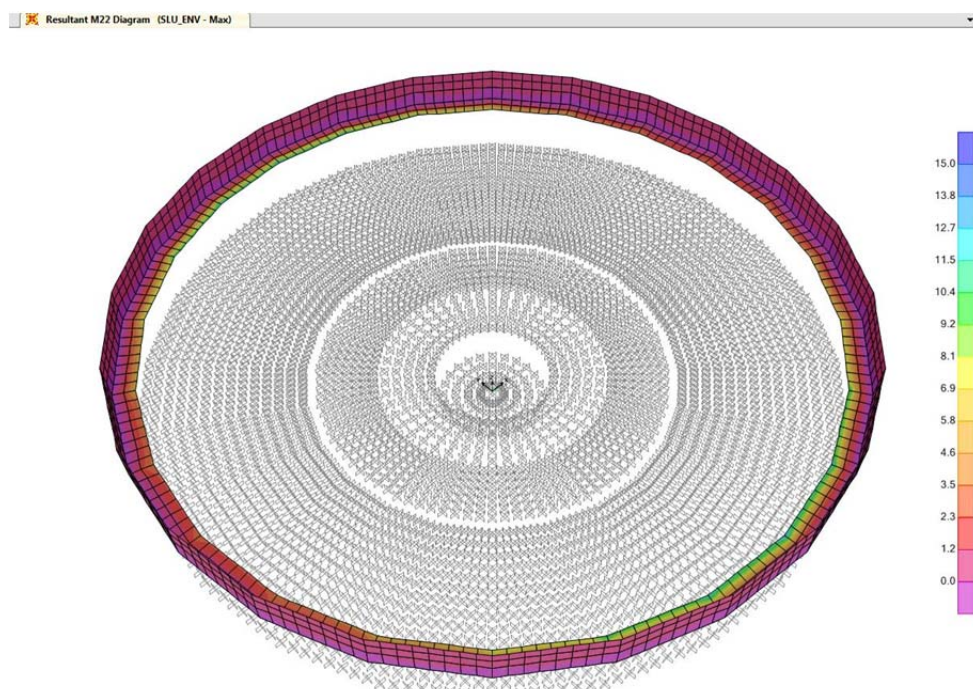



FIG. 11.11 - DECANTAZIONE FINALE – CANALETTA – INVILUPPO SLU M22+

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 93 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.4.1. Colonna centrale

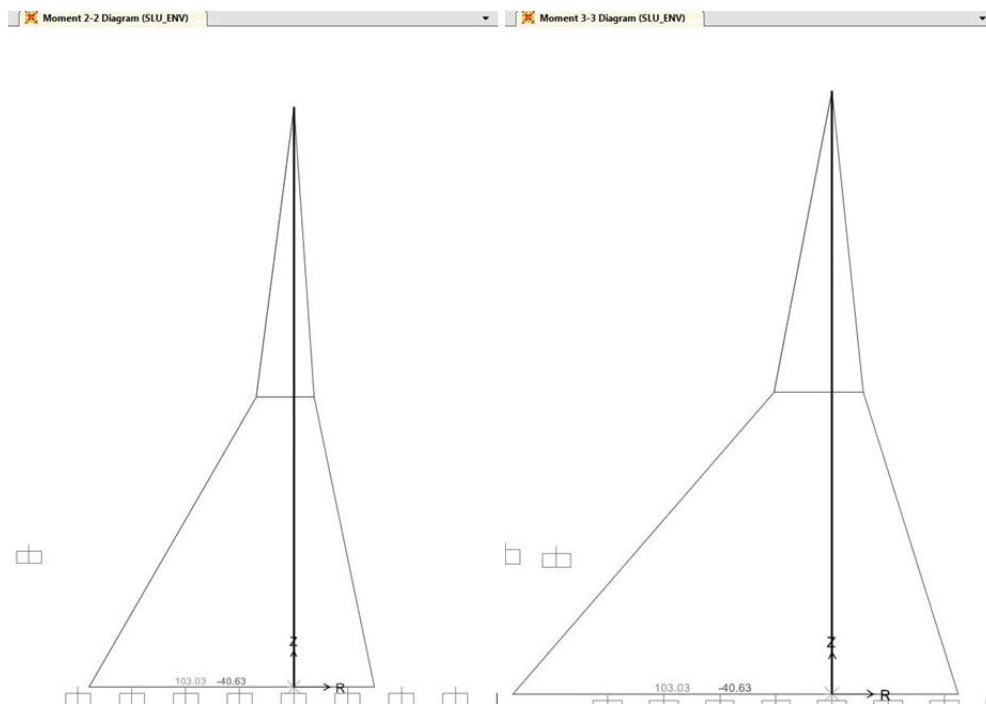


FIG. 11.12 - DECANTAZIONE FINALE – COLONNA CENTRALE – INVILUPPO SLU M22-M33

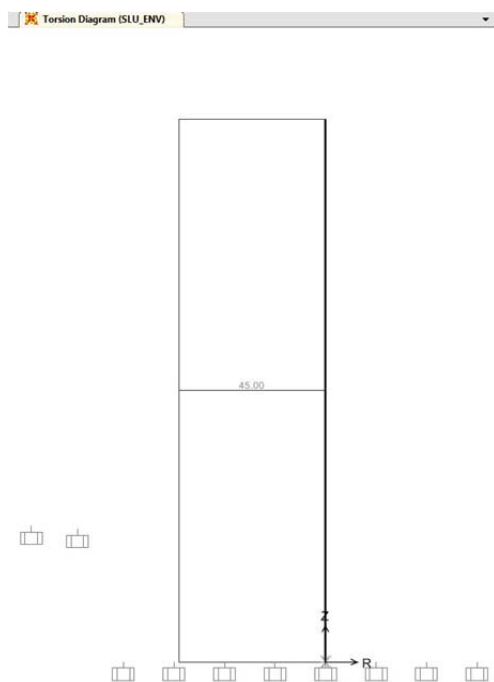



FIG. 11.13 - DECANTAZIONE FINALE – COLONNA CENTRALE – INVILUPPO SLU MT

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 94 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.5. Verifiche strutturali

11.5.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite ultimo

La suola di fondazione, di spessore 30 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione radiale che circonferenziale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. All'incastro con la parete esterna, l'armatura radiale al lembo esterno (intradosso sezione) viene rinforzata aggiungendo alle barre $\Phi 12$ a passo 20 cm ulteriori barre $\Phi 12$ a passo 20 cm per assorbire le sollecitazioni flettenti massime.

Nella zona centrale della suola, in adiacenza al salto di quota del pozzetto all'interno del quale viene alloggiata la colonna di sostegno del chiarificatore a trazione periferica, per ragioni geometriche dovute alla convergenza delle barre radiali, il loro passo risulta molto più fitto di quello nominale (circa 6.5 cm invece di 20): di tale situazione si tiene conto nella verifica specifica di tale zona che presenta delle concentrazioni di sforzo.


Il copriferro netto sulla barra di forza più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno. Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 11.1: DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Concentrica) | | DIREZIONE 2 (Radiale) | | | |
|--|---------------------------|----------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| | Bordo pozzetto | Bordo pozzetto | Campata | Parete esterna | Bordo pozzetto | Bordo pozzetto |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/6.67" | 1Ø12/6.67" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 11.3 | 16.95 | 16.95 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/6.67" | 1Ø12/6.67" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 16.95 | 16.95 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 31 | -57 | 25 | -65 | 77 | -110 |
| M _{Rd(N_{Ed})} [kNm] | 61.00 | -61.00 | 61.00 | -105.00 | 146.00 | -146.00 |
| F _s = M _{Rd} / M _{Ed} | 1.97 | 1.07 | 2.44 | 1.62 | 1.90 | 1.33 |

TAB. 11.2: DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 (Radiale) | | |
|---|-------------|-----------------------|----------------|-----------------|
| | | Bordo pozzetto | Fondo pozzetto | Parete pozzetto |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 40 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/6.67" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 16.95 | 5.65 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/6.67" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 16.95 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 92 | 96 | 145 | 165 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 127.00 | 154.00 | 156.00 | 134.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - | - | 768.00 |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - | - | 257.00 |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI | SI | SI |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 95 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.5.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.18 mm (rapporto $H_d/h = 3.00 / 0.30 = 10.00$).

| | DIREZIONE 1 (Concentrica) | | DIREZIONE 2 (Radiale) | | |
|--|---------------------------|----------------|-----------------------|----------------|----------------|
| | Bordo pozzetto | Bordo pozzetto | Campata | Parete esterna | Bordo pozzetto |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/6.67" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 11.3 | 16.95 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/6.67" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 16.95 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 11 | -22 | 18 | -47 | -56 |
| σ_c [N/mm²] | -1.70 | -3.50 | -3.20 | -6.10 | -6.10 |
| σ_s [N/mm²] | 86.00 | 173.00 | 147.00 | 201.00 | 165.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | 0.18 | 0.12 |

TAB. 11.3: DECANTAZIONE FINALE – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLE

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

11.5.3. Parete esterna - Verifiche allo Stato Limite ultimo


La parete esterna, di spessore 30 cm, presenta un'armatura corrente costituita da barre Ø12 / 20 cm ad entrambi i lembi sia in direzione verticale che orizzontale. All'incastro con la suola di fondazione l'armatura verticale al lembo esterno viene rinforzata aggiungendo alle barre Ø12 a passo 20 cm ulteriori barre Ø12 a passo 20 cm per assorbire le sollecitazioni flettenti massime.

In direzione verticale le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio; in direzione orizzontale le verifiche vengono invece svolte cautelativamente considerando la massima azione di trazione indipendentemente dall'effettiva concomitanza con la corrispondente sollecitazione flessionale.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 11.4: DECANTAZIONE FINALE – PARETE ESTERNA - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| | | | | |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 11.3 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 260 | 103 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 10 | -13 | 16 | -62 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 26.00 | -48.00 | 61.00 | -105.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 2.60 | 3.69 | 3.81 | 1.69 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 96 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 11.5: DECONTAZIONE FINALE – PARETE ESTERNA - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" |
| | 5.65 | 11.3 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 260 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 20 | 73 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 95.00 | 134.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

11.5.4. Parete esterna - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.18 mm (rapporto $H_d/h = 3.00 / 0.30 = 10.00$).

TAB. 11.6: DECONTAZIONE FINALE – PARETE ESTERNA - VERIFICHE SLE


| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 11.3 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 197 | 75 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 8 | -10 | 12 | -47 |
| σ_c [N/mm²] | - | -1.40 | -2.10 | -6.20 |
| σ_s [N/mm²] | 249.00 | 151.00 | 98.00 | 201.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | 0.18 |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

11.5.5. Colonna Centrale - Verifiche allo Stato Limite ultimo

La colonna centrale presenta sezione circolare cava (diametro esterno $D_{EXT} = 1.20$ m , diametro interno $D_{INT} = 0.60$ m) ed è rinforzata da quattro contrafforti rettangolari di sezione 0.30 m × 0.40 m. L'armatura verticale del corpo cilindrico cavo è costituita da 32 barre $\Phi 16$ al lembo esterno e da 16 barre $\Phi 16$ al lembo interno, mentre quella di ciascun contrafforte da 4 barre $\Phi 16$. L'armatura orizzontale della colonna è invece costituita da una cerchiatura esterna ed interna costituita da barre $\Phi 16$ a passo 20 cm, mentre quella di ciascun contrafforte da staffe chiuse $\Phi 16$ a passo 20 cm.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 97 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Date le caratteristiche resistenti della sezione, anche trascurando in favore di sicurezza il contributo dei contrafforti rettangolari, lo stato sollecitativo massimo agente a base colonna (momento flettente $M_{22} = M_{33} = 103 \text{ kNm}$, azione di taglio $V_2 = V_3 = 41 \text{ kN}$ e momento torcente $M_T = 45 \text{ kNm}$) risulta poco significativo in funzione delle caratteristiche resistenti della sezione e pertanto si omette l'esplicitazione delle relative verifiche.


11.5.6. Colonna Centrale - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In condizioni di esercizio, la colonna centrale non risulta soggetta a sollecitazioni flessionali. Le verifiche allo stato limite di esercizio risultano quindi automaticamente soddisfatte.

11.5.7. Canaletta - Verifiche statiche

Gli elementi della canaletta, di spessore 20 cm, presentano uno stato sollecitativo molto modesto (momento flettente massimo allo S.L.U. pari a $M = 14 \text{ kNm/m}$ ed azione di taglio allo S.L.U. pari a $V = 29 \text{ kN/m}$): dato lo stato tensionale ridotto si dispone un'armatura minima costituita da barre $\Phi 12$ a passo 20 cm sia all'intradosso che all'estradosso in entrambe le direzioni (longitudinale e trasversale).

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 98 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

11.6. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della vasca di filtrazione finale.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

11.6.1. Analisi dei carichi

Si calcola la pressione scaricata al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio suola di fondazione: $G_{k1} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.30 \text{ m} = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Peso liquidi contenuti: $Q_K = 10 \text{ kN/m}^3 \times 3.80 \text{ m} = 38.0 \text{ kN/m}^2$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times 7.5 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 38 \text{ kN/m}^2 = 67 \text{ kN/m}^2$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (7.5 \text{ kN/m}^2 + 38 \text{ kN/m}^2)] = 48 \text{ kN/m}^2$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times 7.5 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \times 38 \text{ kN/m}^2 = 46 \text{ kN/m}^2$$


11.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Il peso scaricato dalla vasca ($P_{SLU} = 67 \text{ kN/m}^2$) recupera il peso del terreno rimosso (74 kN/m^2): ne consegue che non vi sono problemi di capacità portante in fondazione.

La verifica di capacità portante viene pertanto omessa in quanto non significativa.

11.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Non essendoci un dislivello di carico che possa generare uno scorrimento la verifica viene omessa.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 99 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


11.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Come sopra calcolato la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione allo S.L.E vale $P_{SLE} = 46 \text{ kN/m}^2$, valore ampiamente inferiore al peso del terreno scavato per raggiungere il piano di imposta della fondazione; lo scarico tensionale prodotto dallo scavo di 6 metri di terreno è infatti pari a circa:

$$\Delta\sigma = 3.90 \text{ m} \times 19 \text{ KN/m}^3 = 74 \text{ KN/m}^2.$$

La tensione efficace trasmessa in fondazione, si trova pertanto ad agire in condizioni di ricompressione.

Per quanto concerne i cedimenti, considerando che tutti i terreni si trovano in condizioni di carico, si ottiene un cedimento pari a: $w = 46 \text{ kPa} / 50 \text{ MPa} \times 2.2 \text{ m} = 2 \text{ mm}$ per il solo livello II e altri 4.5 mm per la restante stratigrafia che interagisce con l'opera. Il cedimento finale è dunque dell'ordine dei 7 mm, valore pienamente compatibile con le opere.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 100 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12. ANALISI STRUTTURALE VASCA FILTRAZIONE FINALE

12.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap. 3.3, la vasca di filtrazione finale è una vasca rettangolare in calcestruzzo armato avente dimensioni esterne $B \times L = 8.60 \text{ m} \times 10.60 \text{ m}$, pareti perimetrali di spessore 30 cm e soletta di fondo di spessore 40 cm; la vasca è suddivisa in comparti da pareti interne di spessore nominale 25 cm. I comparti principali hanno altezza netta interna $H = 3.00 \text{ m}$, mentre i comparti secondari hanno altezza interna $H' = 2.10 \text{ m}$. Il piano di imposta della fondazione più profonda è a circa 3.20 m dal piano campagna.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:


- Suola di fondazione: spessore 40 cm
- Pareti esterne: spessore 30 cm
- Pareti interne: spessore 25 cm

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

L'utilizzo di un modello di calcolo tridimensionale permette di valutare le sollecitazioni in tutte le membrature sia in direzione verticale che orizzontale.

Nello specifico per quanto riguarda le pareti, l'utilizzo del modello 3D consente di valutare correttamente il comportamento a piastra e quindi risulta in uno stato sollecitativo ottimizzato rispetto a quello ottenibile con una modellazione bidimensionale (telaio piano).

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 101 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

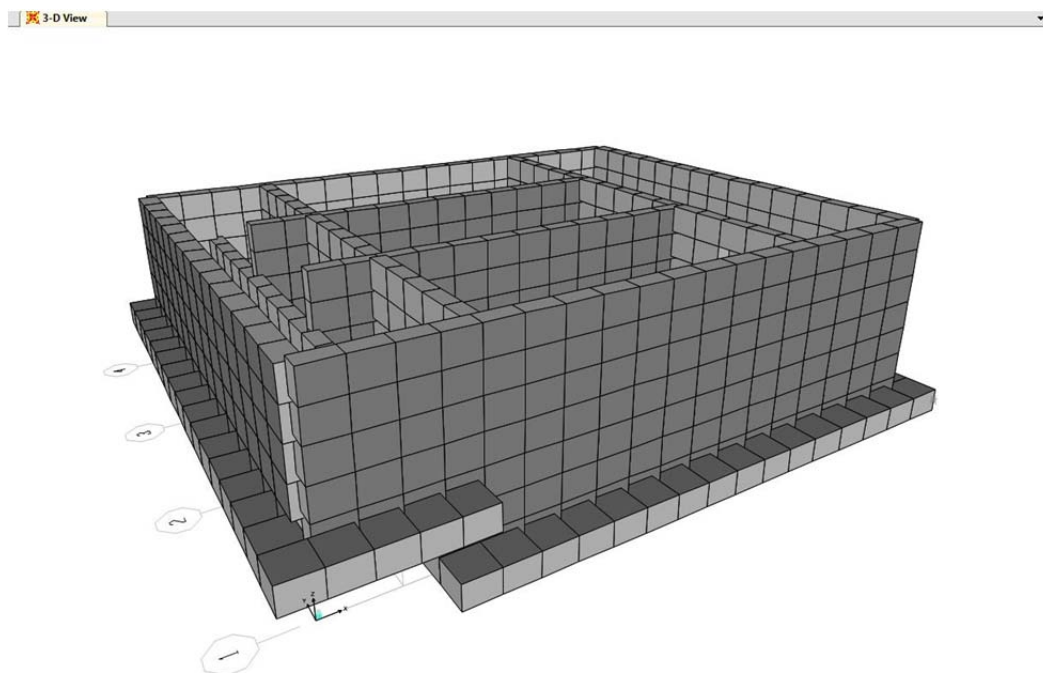


FIG. 12.1 - FILTRAZIONE - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D SUD-OVEST

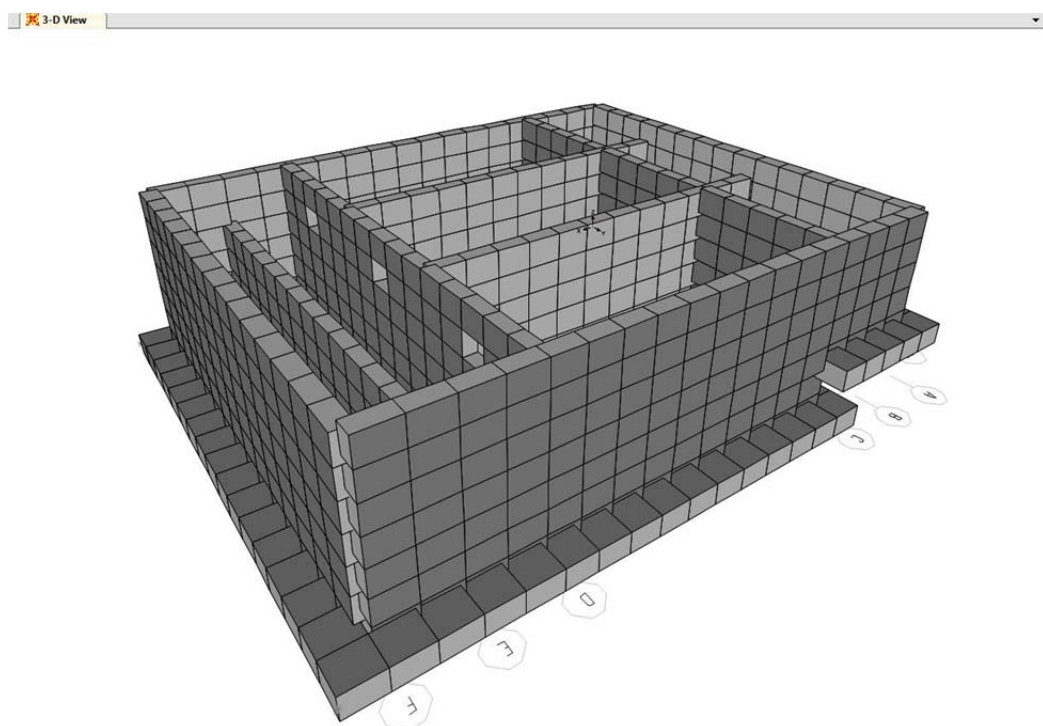




FIG. 12.2 - FILTRAZIONE - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D NORD-EST

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 102 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ;
2. **Permanententi portati:** ove presente sulla soletta di fondo viene applicato il peso del massetto di formazione pendenza valutato in ragione di $P_m = \gamma_m \times S_{p_m} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.10 \text{ m} = 2.0 \text{ kN/m}^2$;
3. **Spinta del terreno sulle pareti esterne:** pressione variabile linearmente da 0 a $P_t = K_0 \times \gamma_t \times H_t = 0.50 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 3.20 \text{ m} = 28.8 \text{ kN/m}^2$ su pareti esterne;
4. **Spinta idrostatica della falda:** la falda idrostatica non interessa le strutture della vasca di filtrazione: per questa ragione la spinta della falda non viene considerata nell'analisi.
5. **Spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca:** il battente massimo previsto per i liquami presenti all'interno della vasca è di 2.80 m (pressione triangolare con valore massimo pari a $P_{W,refluo} = \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 2.80 \text{ m} = 28 \text{ kN/m}^2$). Si considera sia il caso di intera vasca piena che il caso di un solo comparto interno pieno, condizione utilizzata per valutare le sollecitazioni agenti sulle pareti interne.
6. **Azione termica:** si considera un variazione termica uniforme ($\pm 5^\circ\text{C}$) applicata su tutte le membrature della vasca.
7. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne:** pressione uniforme pari a $P_Q = K_0 \times Q = 0.5 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$. Le pressioni vengono applicate in due distinte condizioni di carico, una per le parete trasversali ed una per quelle longitudinali.
8. **Sisma su strutture (S.L.C.):** azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.112$ applicata su tutti gli elementi della vasca in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y;
9. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.C.):** vista la caratterizzazione sismica dell'area, i coefficienti di spinta sismica risultano pari a 0.401 (K_v+) e 0.410 (K_v-), entrambi inferiori al valore di spinta a riposo ($K_0 = 0.50$) prudenzialmente assunto per le condizioni statiche: ne consegue che la spinta delle terre in condizioni statiche involuppa quella sismica. Per questa ragione in presenza di sisma si considera la sola componente statica della spinta del terreno.
10. **Spinta idrodinamica interna (S.L.C.):** la risultante della spinta idrodinamica risulta $S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo}^2$ ed è quindi pari a 6 kN/m per i comparti più profondi (altezza di applicazione pari a $0.4 \times H_{W,refluo} = 1.20 \text{ m}$) ed a 2.1 kN/m per i comparti meno profondi (altezza di applicazione pari a $0.4 \times H_{W,refluo} = 0.80 \text{ m}$). Nonostante i suoi effetti, sia in termini di sollecitazioni flettenti che taglianti, sono molto ridotti, viene comunque considerata nell'analisi in due distinte condizioni di carico, una valida per gli effetti in direzione X ed una per gli effetti in direzione Y.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 103 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni, tenendo conto anche del fatto che nelle vasche l'azione dei terreni esterni si contrappone alla spinta dei fluidi contenuti e che l'azione di quest'ultima può risultare preponderante sulla prima.


Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché, trattandosi di strutture di contenimento di liquidi, in condizioni rare oltre alla limitazione tensionale si verifica anche l'apertura fessura con limiti più stringenti di quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti che, di conseguenza, risultano automaticamente soddisfatte.

Tra le combinazioni, sia allo S.L.U. che allo S.L.E. (cond. Rare), si è considerata anche quella corrispondente all'esecuzione della prova di tenuta idraulica della vasca, da eseguirsi prima del rinterro a tergo delle pareti perimetrali mediante riempimento con acqua fino al livello di progetto, con lo scopo di verificare l'impermeabilità delle strutture realizzate e di permettere, in caso di perdite dovute a difetti localizzati, di intervenire ove necessario per ripristinare l'impermeabilità delle strutture. Nella combinazione relativa alla prova di tenuta idraulica si sono pertanto considerati unicamente il peso proprio delle strutture e la spinta dei liquidi contenuti all'interno.

Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della vasca, ivi comprese le combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti.

12.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti


| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 12 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 13 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 15 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 16 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 18 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 104 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 19 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 22 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 23 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 25 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 49 (Tenuta) | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |

12.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. long | Spinta sovraccarico dir. trasv | Sisma strut. dir. long | Sisma strut. dir. trasv | Spinta idrodin. dir. long | Spinta idrodin. dir. trasv |
|-------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|-------------------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 105 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. long | Spinta sovraccarico dir. trasv | Sisma strut dir. long | Sisma strut dir. trasv | Spinta idrodin. dir. long | Spinta idrodin. dir. trasv |
|-------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|-------------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 12 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |

12.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 25 (Tenuta) | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

12.3.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti

| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 106 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 8 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |

12.3.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Permanenti portati | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |

12.4. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini di momento flettente nelle due direzioni (M11 e M22) nelle condizioni di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (S.L.U. & S.L.C.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 107 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.4.1. Suola di fondazione

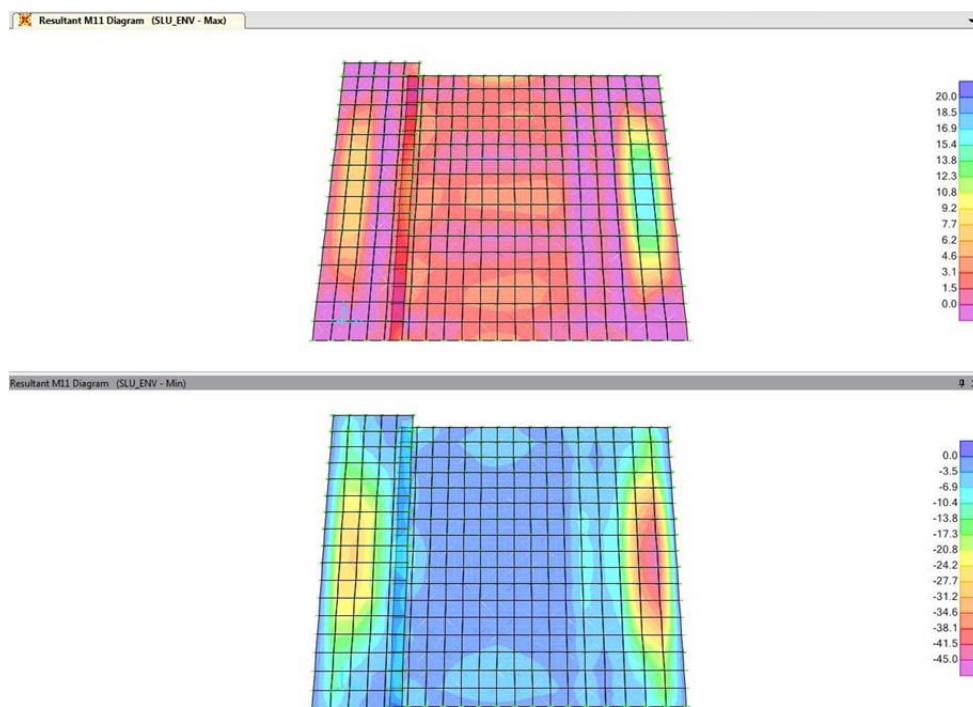


FIG. 12.3 - FILTRAZIONE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11

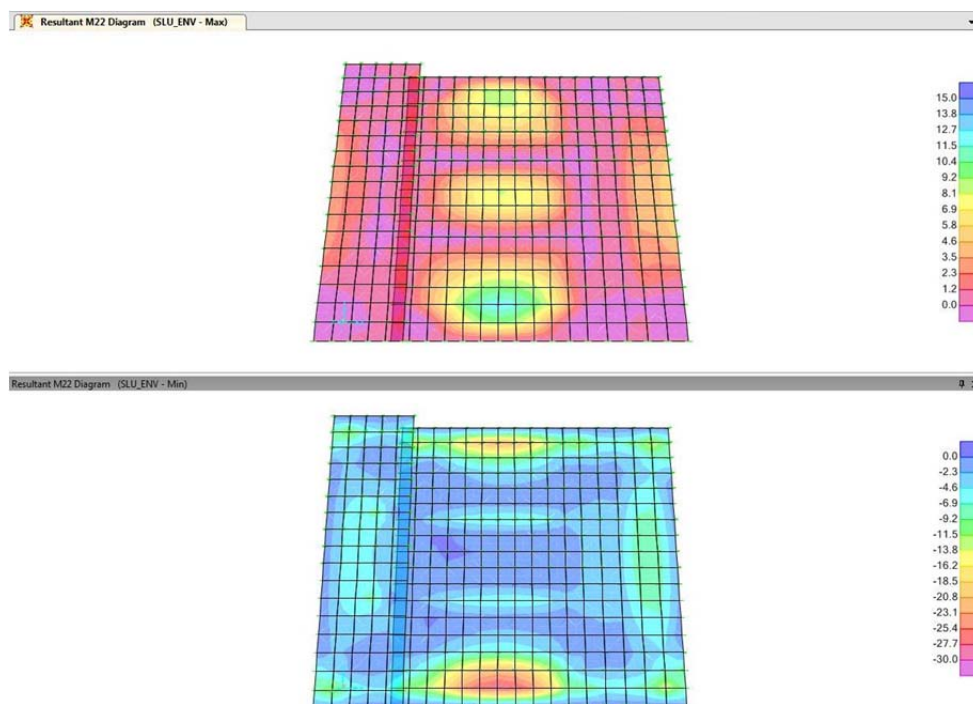



FIG. 12.4 - FILTRAZIONE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 108 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.4.2. Pareti esterne longitudinali

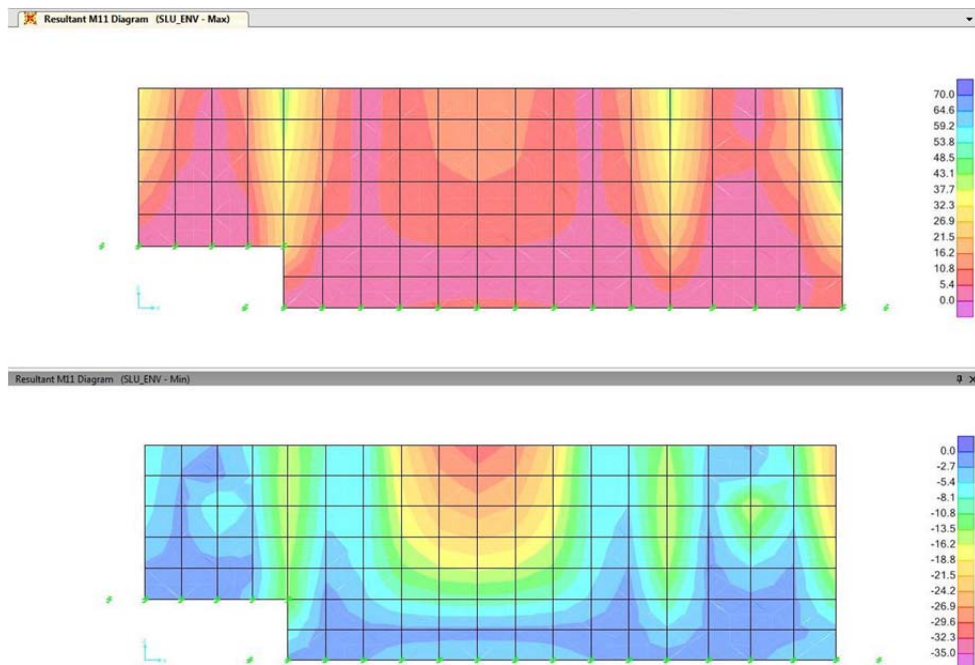


FIG. 12.5 - FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE 1 E 4 – INVILUPPO SLU M11

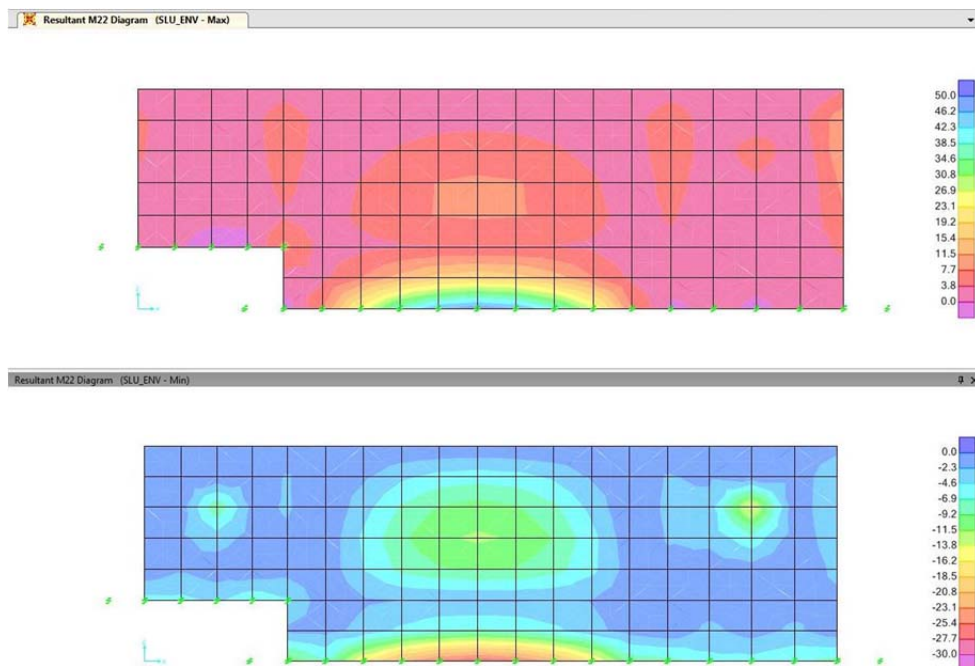



FIG. 12.6 - FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE 1 E 4 – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 109 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.4.3. Pareti esterne trasversali

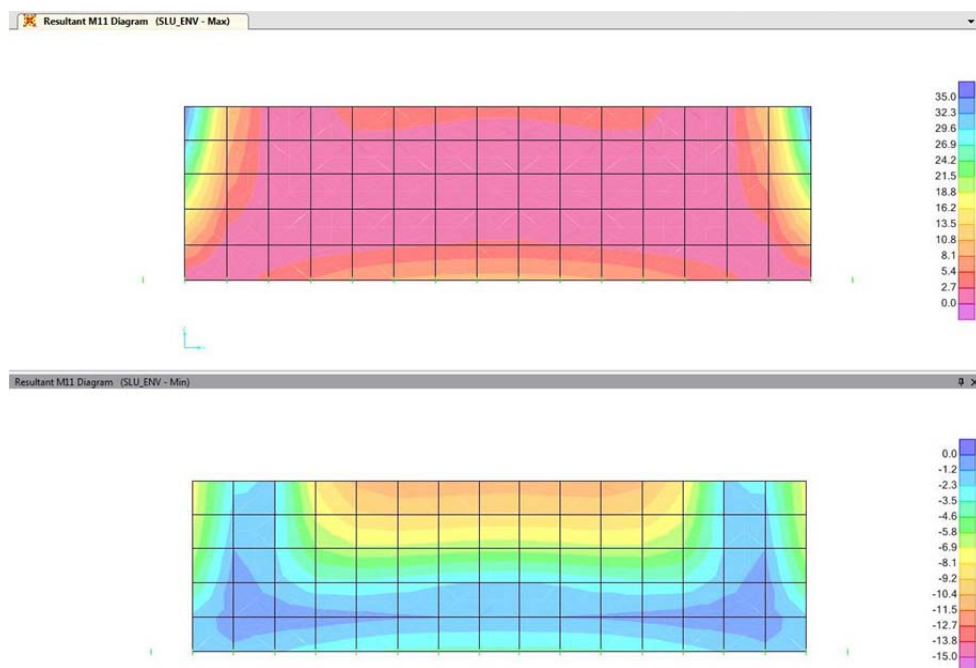


FIG. 12.7 - FILTRAZIONE – PARETE ESTERNA A – INVILUPPO SLU M11

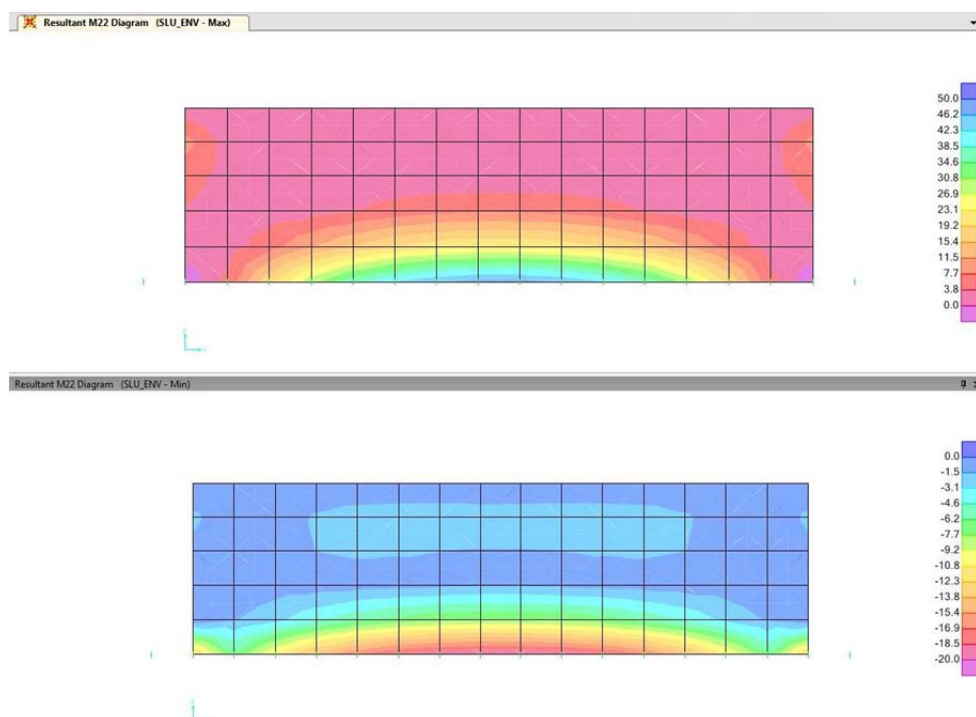



FIG. 12.8 - FILTRAZIONE – PARETE ESTERNA A – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 110 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

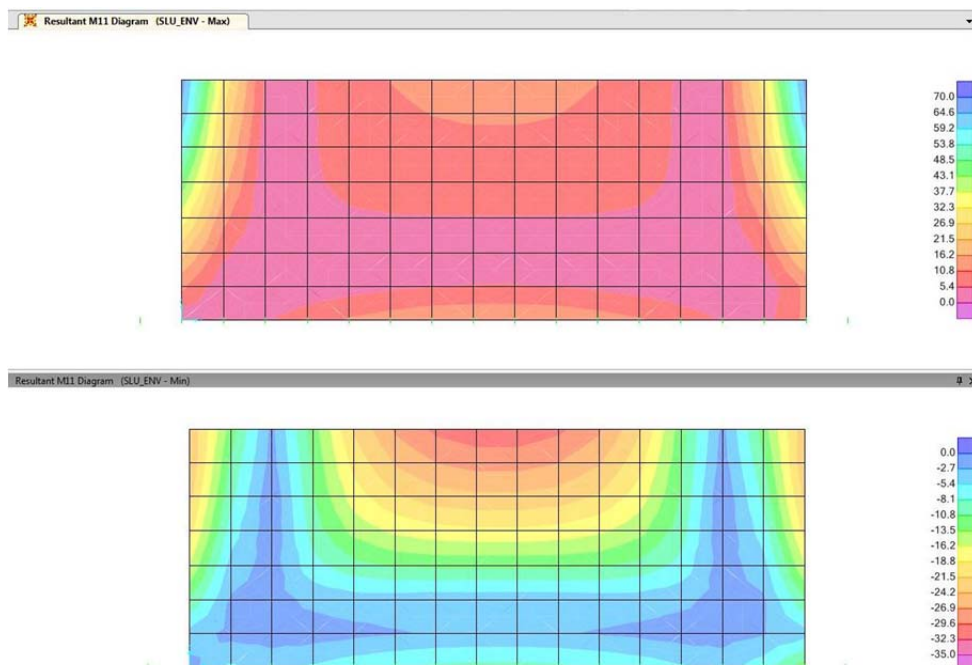


FIG. 12.9 - FILTRAZIONE – PARETE ESTERNA F – INVILUPPO SLU M11

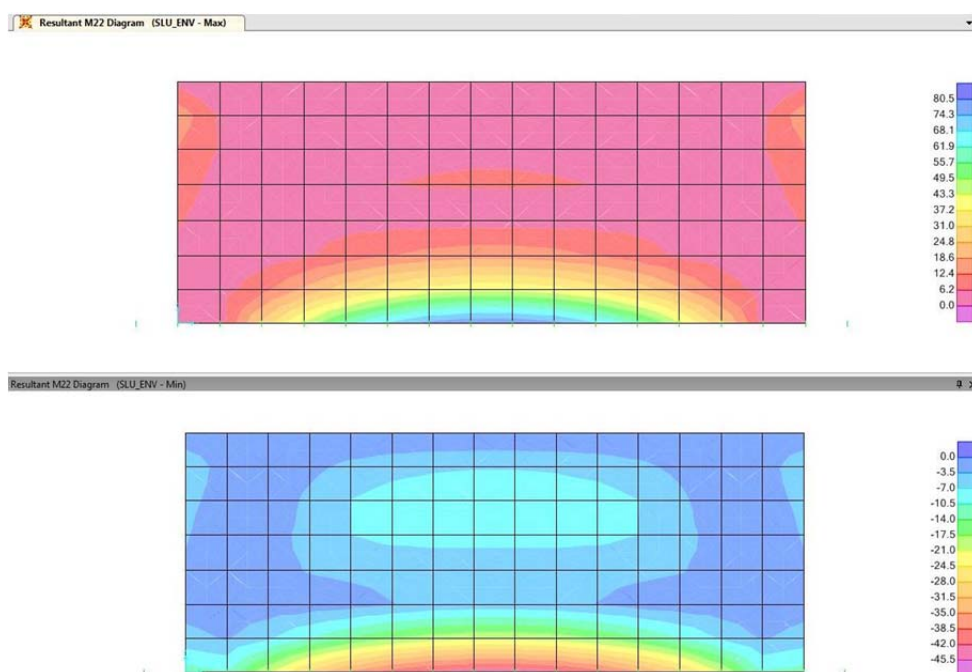



FIG. 12.10 - FILTRAZIONE – PARETE ESTERNA F – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. I1052P-PE-ST001 | Pag. n. 111 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.4.1. Pareti interne

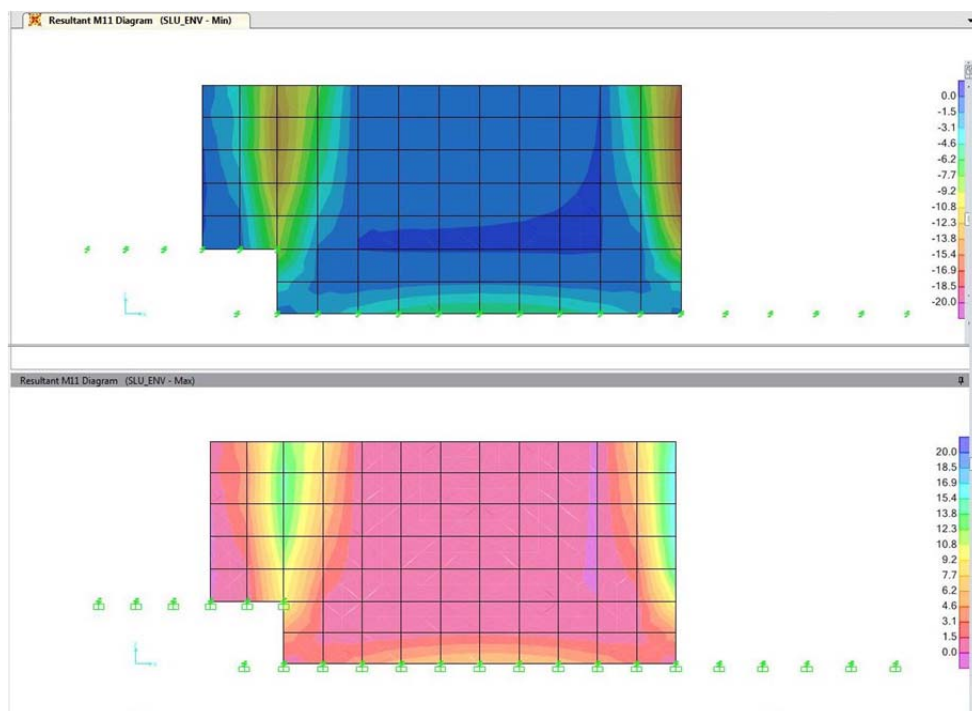


FIG. 12.11 - FILTRAZIONE – PARETI INTERNE – INVILUPPO SLU M11

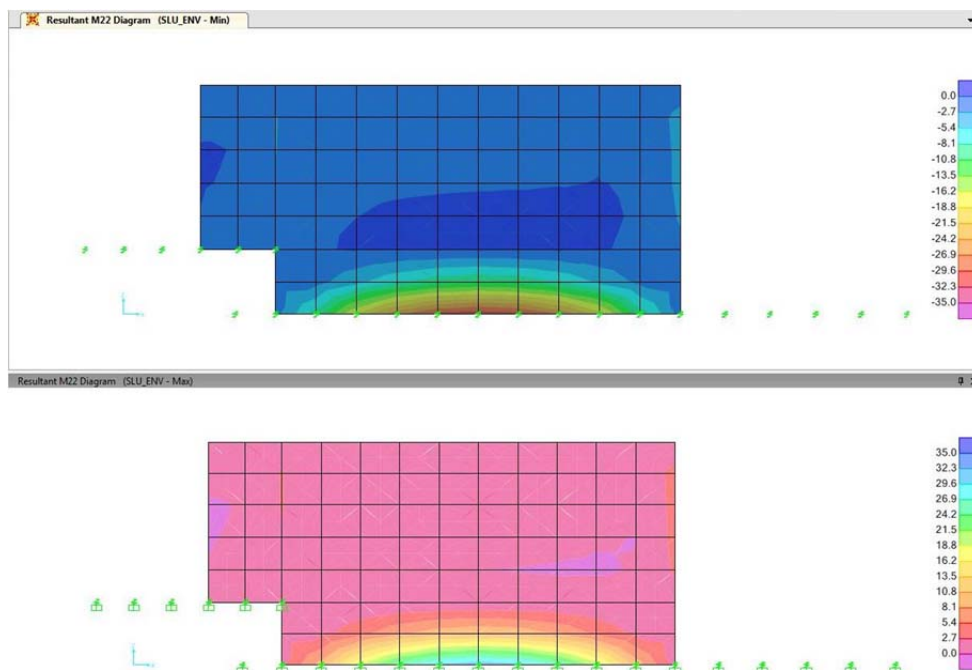



FIG. 12.12 - FILTRAZIONE – PARETI INTERNE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 112 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.5. Verifiche strutturali

12.5.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La suola di fondazione, di spessore 40 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 12.1: FILTRAZIONE – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A FLESSIONE


| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 17 | -44 | 12 | -27 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 83.00 | -83.00 | 83.00 | -83.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 4.88 | 1.89 | 6.92 | 3.07 |

TAB. 12.2: FILTRAZIONE – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 51 | 32 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 159.00 | 156.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

12.5.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.19 mm (rapporto $H_d/h = 2.80 / 0.40 = 7.00$).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 113 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 12.3: FILTRAZIONE – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 11 | -31 | 9 | -20 |
| σ_c [N/mm²] | -1.00 | -3.00 | -0.90 | -1.80 |
| σ_s [N/mm²] | 61.00 | 177.00 | 51.00 | 110.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.


12.5.3. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le pareti esterne longitudinali (allineamenti "1" e "4" del modello di calcolo), di spessore 30 cm, vengono armate con barre Ø12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi (interno ed esterno) della sezione. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale).

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 12.4: FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE 1 E 4 – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 50 | -31 | 49 | -28 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 61.00 | -61.00 | 61.00 | -61.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.22 | 1.97 | 1.24 | 2.18 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 114 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 12.5: FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE 1 E 4 - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 70 | 71 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 127.00 | 123.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

12.5.4. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.18 mm (rapporto $H_d/h = 2.80 / 0.30 = 9.33$).

TAB. 12.6: FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE 1 E 4 - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 37 | -22 | 35 | -18 |
| σ _c [N/mm ²] | -5.80 | -3.50 | -6.10 | -3.20 |
| σ _s [N/mm ²] | 290.00 | 173.00 | 286.00 | 147.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |


(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.5. Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La parete esterna longitudinale posta sull'allineamento "A" del modello di calcolo, di spessore 30 cm, viene armata con barre Φ12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi (interno ed esterno) della sezione.

La parete esterna longitudinale posta sull'allineamento "F" del modello di calcolo, anch'essa di spessore 30 cm, presenta armatura nominale costituita da barre Φ12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi (interno ed esterno) della sezione; in direzio-

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 115 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

ne verticale all'incastro con la suola di fondazione le barre $\Phi 12 / 20$ cm vengono però sostituite da barre $\Phi 14 / 10$ cm.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale).

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 12.7: FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE A E F – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | PARETE ALLINEAMENTO "A" | | | | PARETE ALLINEAMENTO "F" | | | |
|--|-------------------------|----------|---------------------|----------|-------------------------|----------|---------------------|----------|
| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø14/10" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 15.39 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø14/10" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 15.39 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 35 | -12 | 45 | -20 | 53 | -32 | 81 | -45 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 61.00 | -61.00 | 61.00 | -61.00 | 61.00 | -61.00 | 133.00 | 70.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.74 | 5.08 | 1.36 | 3.05 | 1.15 | 1.91 | 1.64 | 1.56 |


TAB. 12.8: FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE A E F - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | PARETE ALLINEAMENTO "A" | | PARETE ALLINEAMENTO "F" | |
|---|-------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø14/10" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 15.39 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 43 | 54 | 66 | 87 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 127.00 | 123.00 | 127.00 | 148.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI | SI | SI |

12.5.6. Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.18 mm (rapporto $H_d/h = 2.80 / 0.30 = 9.33$).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 116 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 12.9: FILTRAZIONE – PARETI ESTERNE A E F - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | PARETE ALLINEAMENTO "A" | | | | PARETE ALLINEAMENTO "F" | | | |
|--|-------------------------|----------|---------------------|----------|-------------------------|----------|---------------------|----------|
| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø14/10" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 15.39 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø14/10" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 15.39 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 25 | -8 | 34 | -14 | 38 | -22 | 58 | -30 |
| σ _c [N/mm ²] | -3.90 | -1.30 | -6.00 | -2.50 | -6.00 | -3.50 | -6.80 | -5.40 |
| σ _s [N/mm ²] | 196.00 | 63.00 | 278.00 | 114.00 | 299.00 | 173.00 | 186.00 | 241.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) | 0.15 | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.7. Pareti interne - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le pareti interne, di spessore 25 cm, vengono armate con barre Φ12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi della sezione. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm.


Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 12.10: FILTRAZIONE – PARETI INTERNE – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 25 | 25 | 25 | 25 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 17 | -17 | 32 | -32 |
| M _{Rd} (N _{Ed}) [kNm] | 50.00 | -50.00 | 50.00 | -50.00 |
| F _s = M _{Rd} / M _{Ed} | 2.94 | 2.94 | 1.56 | 1.56 |

TAB. 12.11: FILTRAZIONE – PARETI INTERNE - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 25 | 25 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 24 | 49 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 109.00 | 102.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 117 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

12.5.1. Pareti interne - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.17 mm (rapporto $H_d/h = 2.80 / 0.25 = 11.20$).

TAB. 12.12: FILTRAZIONE – PARETI INTERNE - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 25 | 25 | 25 | 25 |
| A_{s,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{s,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 11 | -11 | 21 | -21 |
| σ_c [N/mm²] | -2.50 | -2.50 | -5.50 | -5.50 |
| σ_s [N/mm²] | 109.00 | 109.00 | 216.00 | 216.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.6. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della vasca di filtrazione finale.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.


12.6.1. Analisi dei carichi

Si calcola la pressione scaricata al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio suola di fondazione: $G_{kl} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 10.0 \text{ kN/m}^2$
- Peso liquidi contenuti: $Q_K = 10 \text{ kN/m}^3 \times 2.80 \text{ m} = 28.0 \text{ kN/m}^2$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 28 \text{ kN/m}^2 = 55 \text{ kN/m}^2$$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 118 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (10 \text{ kN/m}^2 + 28 \text{ kN/m}^2)] = 40 \text{ kN/m}^2$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \times 28 \text{ kN/m}^2 = 38 \text{ kN/m}^2$$

12.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Il peso scaricato dalla vasca ($P_{SLU} = 55 \text{ kN/m}^2$) recupera il peso del terreno rimosso (61 kN/m^2): ne consegue che non vi sono problemi di capacità portante in fondazione.

La verifica di capacità portante viene pertanto omessa in quanto non significativa.

12.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Non essendoci un dislivello di carico che possa generare uno scorrimento la verifica viene omessa.


12.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Come sopra calcolato la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione allo S.L.E vale $P_{SLE} = 38 \text{ kN/m}^2$, valore ampiamente inferiore al peso del terreno scavato per raggiungere il piano di imposta della fondazione; lo scarico tensionale prodotto dallo scavo di 3.20 m di terreno è infatti pari a circa:

$$\Delta\sigma = 3.20 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 61 \text{ kN/m}^2.$$

La tensione efficace trasmessa in fondazione, si trova pertanto ad agire in condizioni di ricompressione.

Per quanto concerne i cedimenti, considerando che tutti i terreni si trovano in condizioni di ricarico, si ottiene un cedimento massimo di valore inferiore al centimetro, valore pienamente compatibile con le opere.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 119 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13. ANALISI STRUTTURALE VASCA STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE

13.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap. 3.4, la stazione di grigliatura e sollevamento iniziale, interamente realizzata in calcestruzzo armato, si compone di tre distinte zone: la zona di grigliatura grossolana, la zona di grigliatura fine e la vasca di sollevamento.

La zona dedicata alla grigliatura grossolana si compone di una vasca di accumulo (dimensioni in pianta $B \times L = 4.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$ ed altezza totale $H = 5.30 \text{ m}$) e tre canali (due di linea ed uno di by-pass) a sezione rettangolare disposti affiancati aventi ciascuno larghezza netta interna di 1.20 m, sviluppo di 3.20 m ed altezza $H = 5.30 \text{ m}$.

Dopo un tratto di raccordo di sviluppo 1.00 m è ubicata la zona dedicata alla grigliatura fine che si compone di tre canali (due di linea ed uno di by-pass) a sezione rettangolare disposti affiancati aventi ciascuno larghezza netta interna di 1.40 m, sviluppo di 4.90 m ed altezza $H = 5.30 \text{ m}$.

A valle dei canali dedicati alla grigliatura fine si trova la vasca di sollevamento, all'interno della quale sono ospitate le pompe dedicate al sollevamento dei liquami, che presenta dimensioni in pianta $B \times L = 6.00 \text{ m} \times 3.50 \text{ m}$ ed altezza di 6.40 m.

Lo spessore delle pareti esterne della stazione di grigliatura e sollevamento iniziale è di 40 cm, quello delle pareti interne è di 30 cm e quello della soletta di fondo è di 50 cm.

La stazione è completamente interrata e coperta superiormente, con l'eccezione dei canali dedicati alla grigliatura, da una soletta di spessore 30 cm.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:


- Suola di fondazione: spessore 50 cm
- Pareti esterne: spessore 40 cm
- Pareti interne: spessore 30 cm
- Soletta di copertura: spessore 30 cm

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

L'utilizzo di un modello di calcolo tridimensionale permette di valutare le sollecitazioni in tutte le membrature sia in direzione verticale che orizzontale.

Nello specifico per quanto riguarda le pareti, l'utilizzo del modello 3D consente di valutare correttamente il comportamento a piastra e quindi risulta in uno stato sollecitativo ottimizzato rispetto a quello ottenibile con una modellazione bidimensionale (telaio piano).

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 120 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

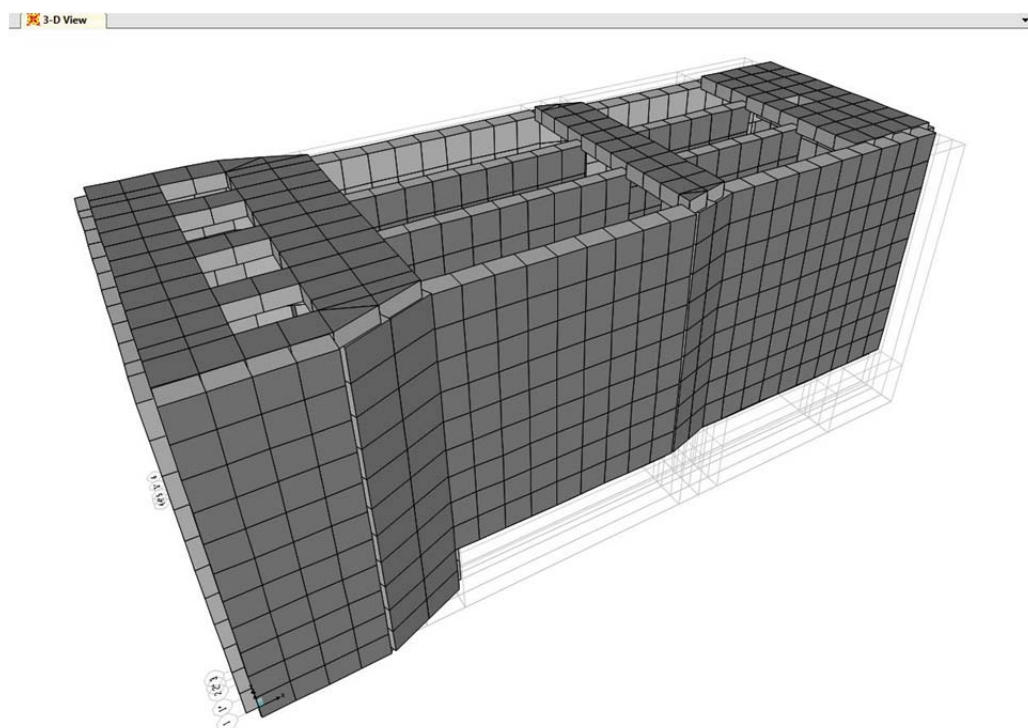


FIG. 13.1 - VASCA GRIGLIATURA - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D SUD-OVEST

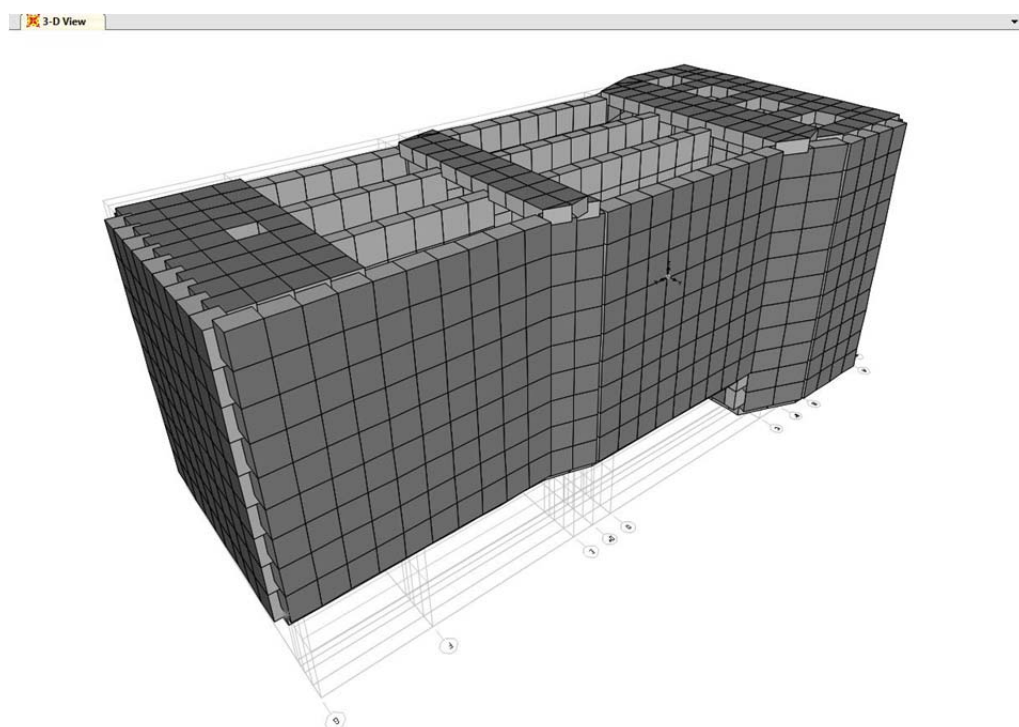




FIG. 13.2 - VASCA GRIGLIATURA - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D NORD-EST

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 121 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.2. Condizioni di carico


Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

11. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ;
12. **Spinta del terreno sulle pareti esterne:** pressione variabile linearmente da 0 a $P_t = K_0 \times \gamma_t \times H_t = 0.50 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 6.50 \text{ m} = 58.5 \text{ kN/m}^2$ su pareti esterne;
13. **Spinta idrostatica della falda:** il battente massimo della falda rispetto alle pareti della vasca è di 0.65 m (pressione triangolare con valore massimo pari a $P_w = \gamma_w \times H = 10 \text{ kN/m}^3 \times 0.65 \text{ m} = 6.5 \text{ kN/m}^2$) ed agisce solo sulla porzione di vasca più profonda (lato “sollevamento”). Visto il ridotto battente la spinta idrostatica della falda comporta sollecitazioni trascurabili sulle pareti: per questa ragione la spinta idrostatica della falda viene trascurata nell’analisi.
14. **Spinta idrostatica dei liquami contenuti all’interno della vasca:** il battente massimo previsto per i liquami presenti all’interno della vasca è di 1.80 m (pressione triangolare con valore massimo pari a $P_{w,refluo} = \gamma_{w,refluo} \times H_{w,refluo} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 1.80 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}^2$). La spinta idrostatica dei liquami contenuti all’interno della vasca agisce in verso opposto rispetto alla spinta del terreno e del sovraccarico a tergo: visto l’entità delle pressioni agenti, ne deriva che la condizione più gravosa è quella di vasca vuota. La spinta idrostatica dei liquami viene quindi trascurata nell’analisi. Si precisa inoltre che, dato il valore limitato del battente e della conseguente spinta, non si analizza neppure la condizione corrispondente all’esecuzione della prova di tenuta da eseguirsi prima dei rinterri in quanto le azioni che ne conseguono risultano non significative ai fini delle verifiche.
15. **Azione termica:** vasca di grigliatura viene realizzata all’interno di un capannone e si trova quindi in un ambiente protetto dall’irraggiamento solare diretto. La variazione termica uniforme ($\pm 5^\circ\text{C}$) viene quindi trascurata nell’analisi.
16. **Carico variabile in copertura:** dato che la copertura della vasca è a piano campagna ma che al tempo stesso la vasca è realizzata all’interno di un capannone ove non è prevista la presenza di automezzi, si considera un sovraccarico variabile uniforme di 10.00 kN/m^2 ;
17. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne:** pressione uniforme pari a $P_Q = K_0 \times Q' = 0.5 \times 10 \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$. La spinta indotta dal sovraccarico a tergo delle pareti viene valutata con riferimento ad un sovraccarico $Q' = 10 \text{ kN/m}^2$, ridotto rispetto a quello usualmente utilizzato ($Q = 20 \text{ kN/m}^2$), poiché la vasca di grigliatura viene realizzata all’interno di un capannone ove non è prevista la presenza di automezzi. Le pressioni vengono applicate in due distinte condizioni di carico, una per le parete trasversali ed una per quelle longitudinali.
18. **Sisma su strutture (S.L.C.):** azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.112$ applicata su

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 122 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

tutti gli elementi della vasca in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y;

19. **Sovrappinta sismica del terreno (S.L.C.):** vista la caratterizzazione sismica dell'area, i coefficienti di spinta sismica risultano pari a 0.401 (K_v+) e 0.410 (K_v-), quindi entrambi inferiori al valore di spinta a riposo ($K_0 = 0.50$) prudenzialmente assunto per le condizioni statiche: ne consegue che la spinta delle terre in condizioni statiche involuppa quella sismica. Per questa ragione in presenza di sisma si considera la sola componente statica della spinta del terreno.
20. **Spinta idrodinamica interna (S.L.C.):** la risultante della spinta idrodinamica risulta $S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_{w,refluo} \times H_{w,refluo}^2 = 2.1 \text{ kN/m}$ ed è applicata a $0.4 \times H_{w,refluo} = 0.72 \text{ m}$. La spinta idrodinamica interna, analogamente alla spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca, agisce in verso opposto rispetto alla spinta del terreno e del sovraccarico a tergo: visto l'entità delle pressioni agenti, ne deriva che la condizione più gravosa è quella di vasca vuota. La spinta idrodinamica dei liquami viene quindi trascurata nell'analisi.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 123 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2. Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.


Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché, trattandosi di strutture di contenimento di liquidi, in condizioni rare oltre alla limitazione tensionale si verifica anche l'apertura fessura con limiti più stringenti di quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti che, di conseguenza, risultano automaticamente soddisfatte. Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della vasca, ivi comprese le combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti.

13.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |

13.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale | Sisma strutture dir. longitudinale | Sisma strutture dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 124 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale | Sisma strutture dir. longitudinale | Sisma strutture dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 |

13.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |

13.3.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |

13.3.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 |

13.4. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini di momento flettente nelle due direzioni (M11 e M22) nelle condizioni di involucro allo Stato Limite Ultimo (S.L.U. & S.L.C.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 125 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.4.1. Suola di fondazione

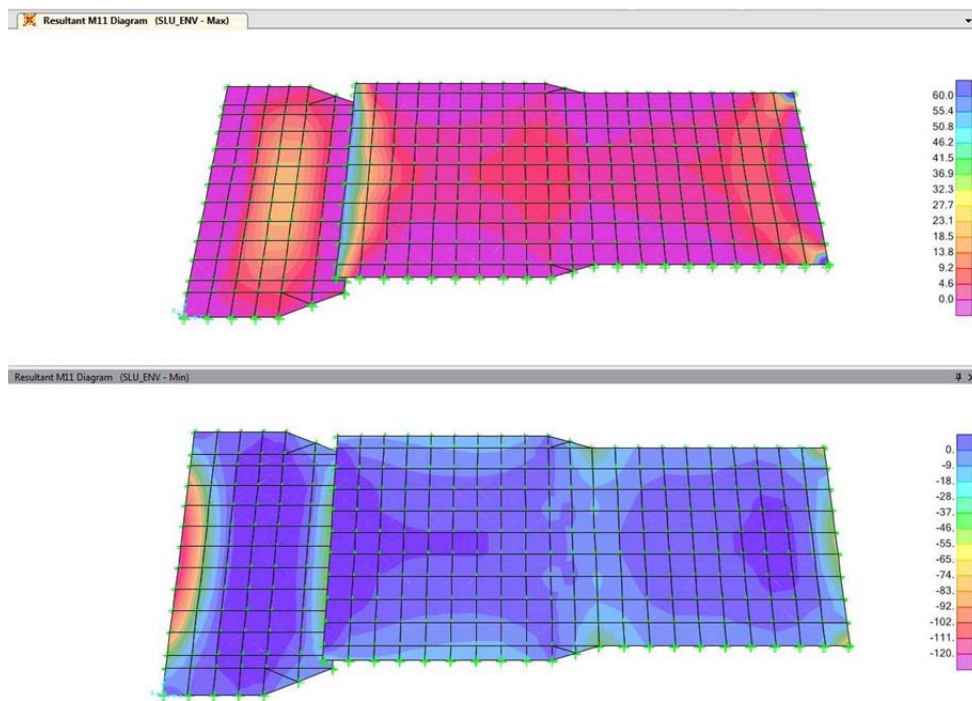


FIG. 13.3 - VASCA GRIGLIATURA – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11

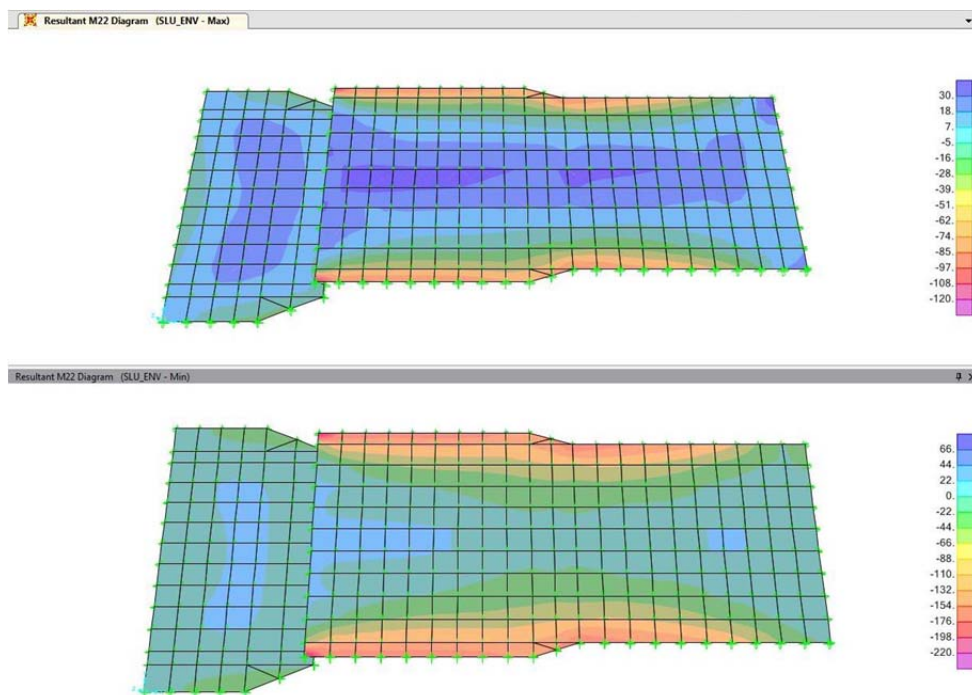



FIG. 13.4 - VASCA GRIGLIATURA – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 126 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.4.2. Pareti esterne longitudinali

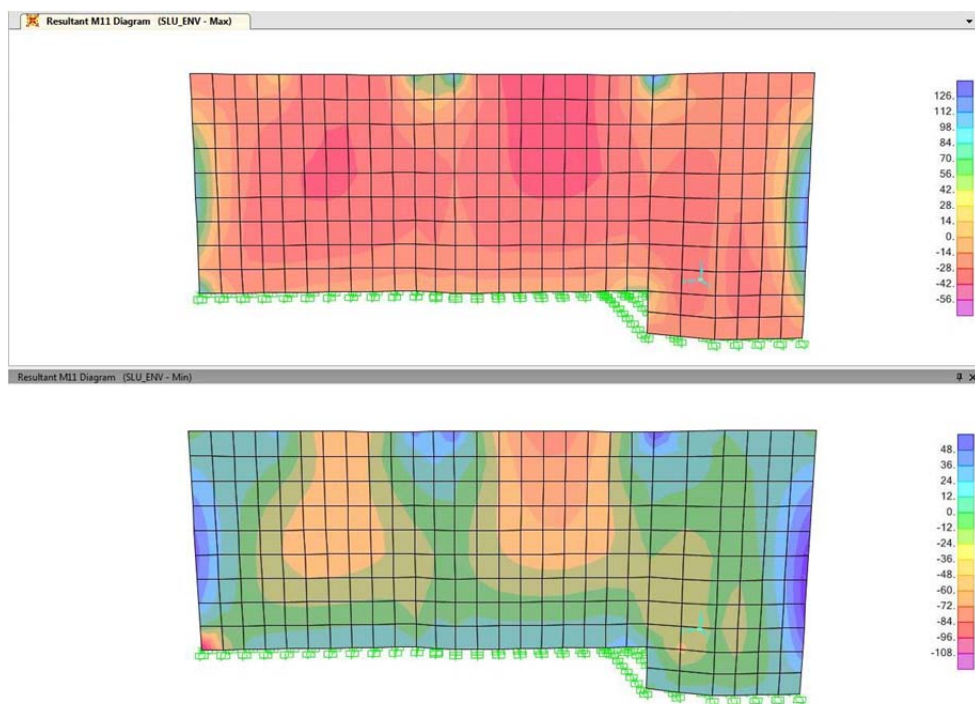


FIG. 13.5 - VASCA GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE LONG. – INVILUPPO SLU M11

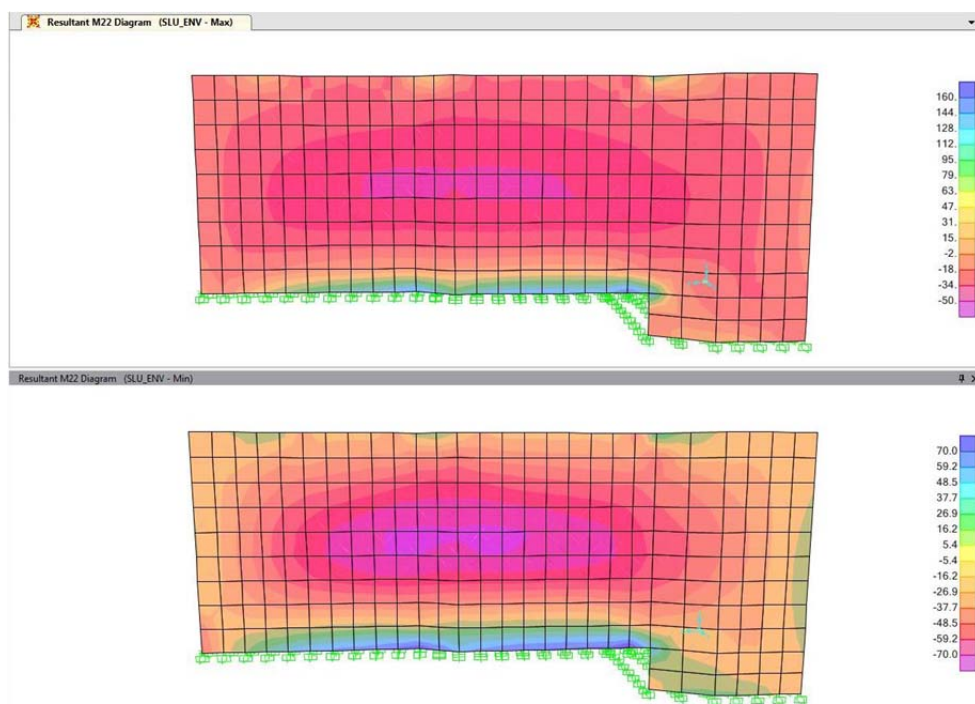



FIG. 13.6 - VASCA GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE LONG. – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 127 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.4.3. Pareti esterne trasversali

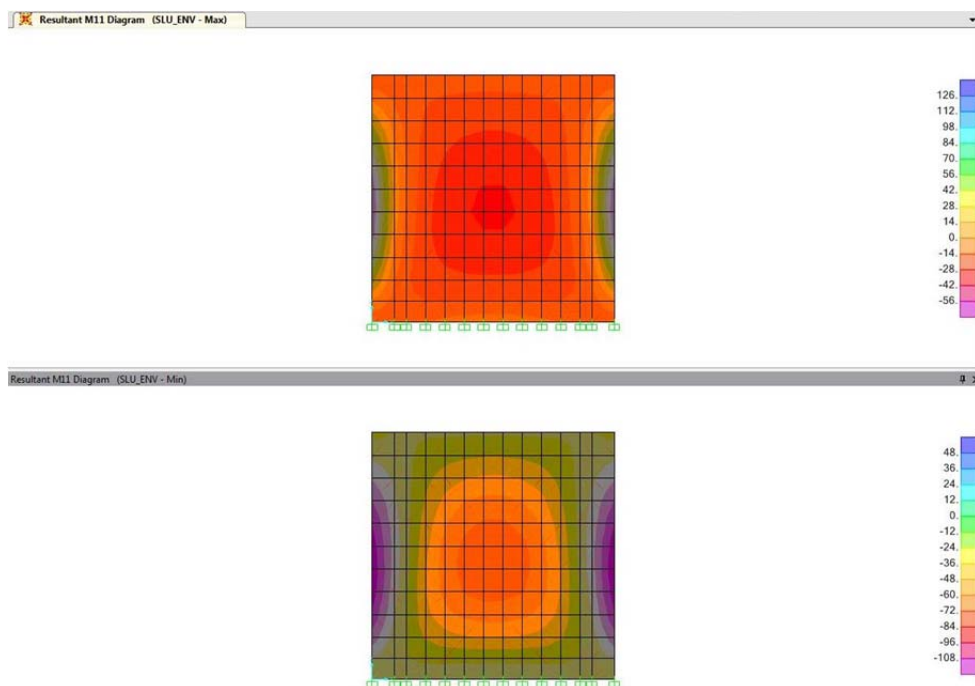


FIG. 13.7 - VASCA GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE TRASV. – INVILUPPO SLU M11

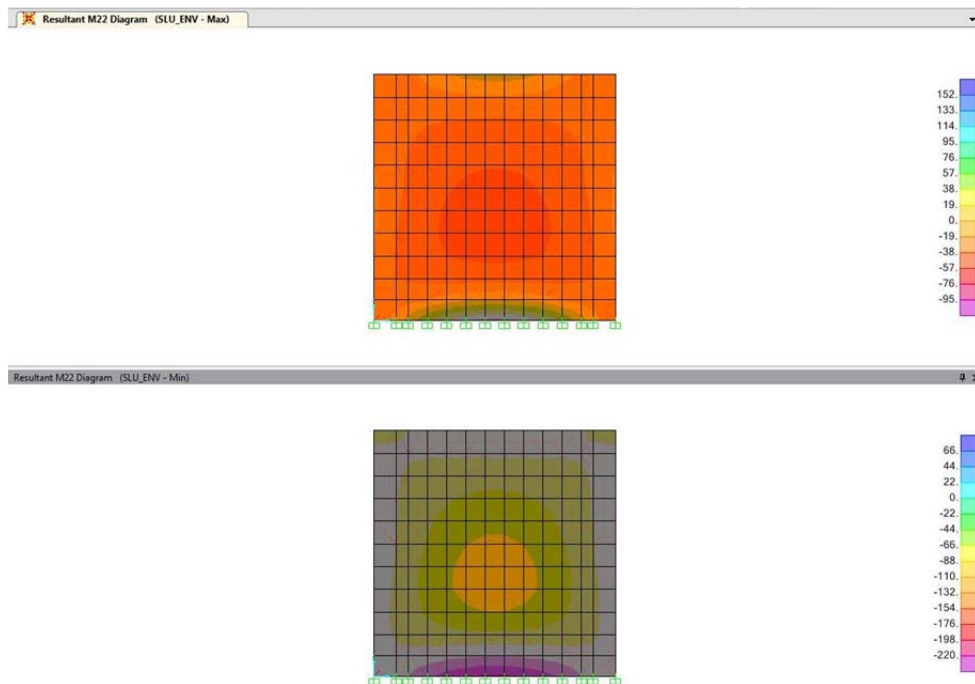



FIG. 13.8 - VASCA GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE TRASV. – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 128 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.4.1. Soletta di copertura

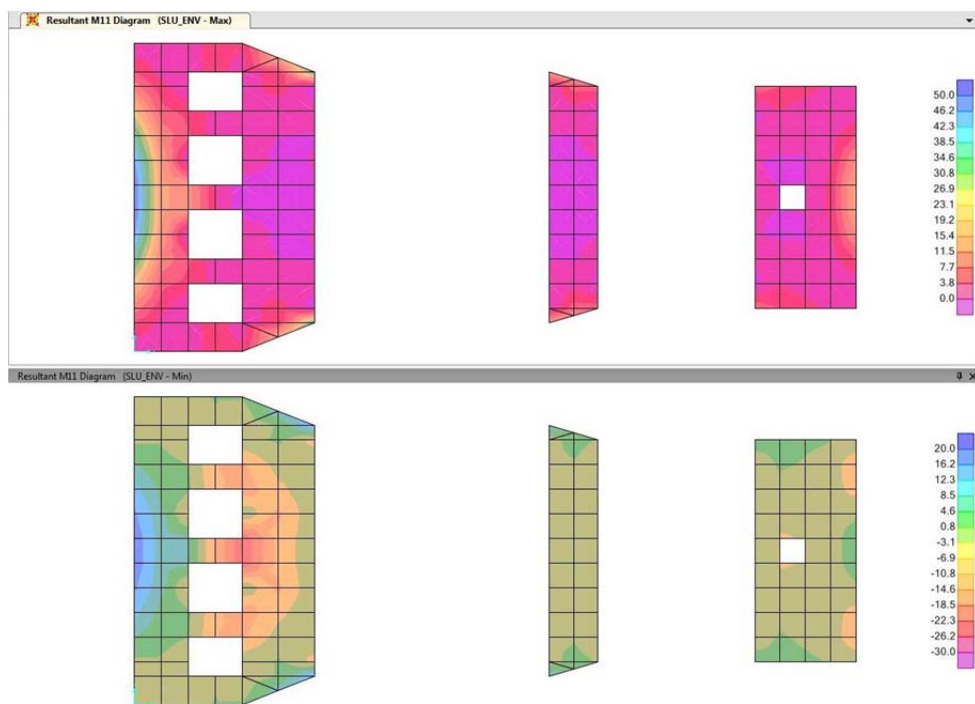


FIG. 13.9 - VASCA GRIGLIATURA – SOLETTA DI COPERTURA– INVILUPPO SLU M11

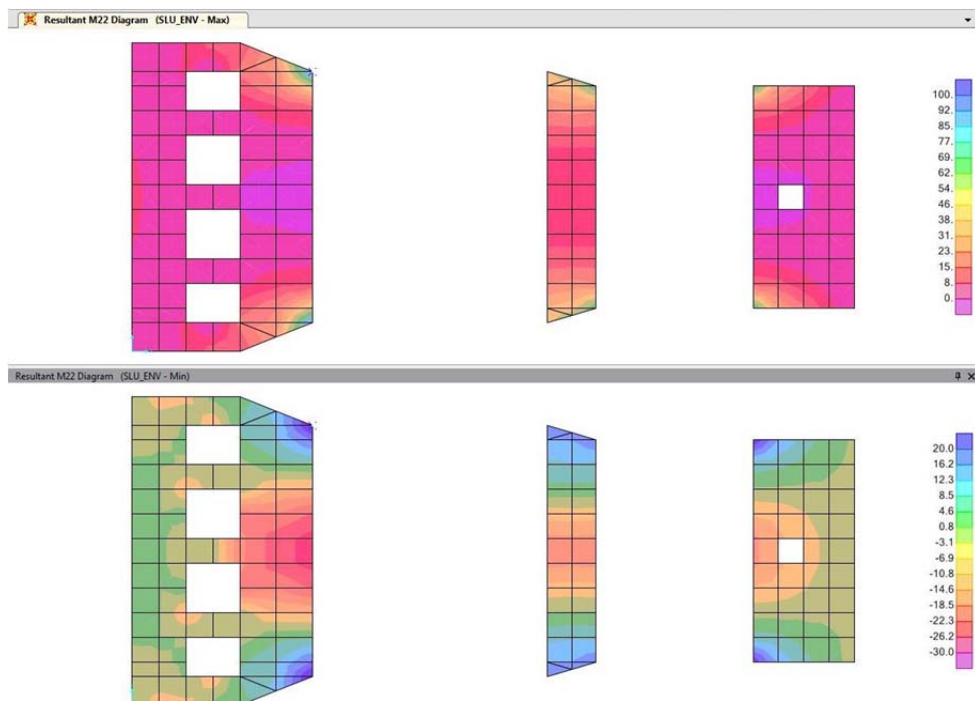



FIG. 13.10 - VASCA GRIGLIATURA – SOLETTA DI COPERTURA – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 129 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.5. Verifiche strutturali

13.5.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La suola di fondazione, di spessore 50 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

Lungo l'intero perimetro della soletta, all'incastro con le pareti le barre di intradosso $\Phi 12 / 20$ cm ortogonali alle pareti vengono integrate con ulteriori barre $\Phi 12 / 20$ cm in modo da ottenere un passo 10 cm

Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.


Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 13.1: GRIGLIATURA – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 50 | 50 | 50 | 50 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" |
| | 5.65 | 11.31 | 5.65 | 11.31 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 48 | -110 | 25 | -135 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 105.00 | -195.00 | 105.00 | -193.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 2.19 | 1.77 | 4.20 | 1.43 |

TAB. 13.2: GRIGLIATURA – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 50 | 50 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" |
| | 11.31 | 11.31 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 128 | 160 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 190.00 | 186.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 130 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.5.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.20 mm (rapporto $H_d/h = 1.80 / 0.50 = 3.60$).

TAB. 13.3: GRIGLIATURA – SUOLA DI FONDAZIONE - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 50 | 50 | 50 | 50 |
| A_{s,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" |
| | 5.65 | 11.31 | 5.65 | 11.31 |
| A_{s,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 35 | -83 | 18 | -95 |
| σ_c [N/mm²] | -2.10 | -3.70 | -1.10 | -4.40 |
| σ_s [N/mm²] | 149.00 | 180.00 | 79.00 | 212.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.5.3. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le pareti esterne longitudinali (allineamenti "1", "2", "3", "4", "5" e "6") del modello di calcolo, di spessore 40 cm, presentano armatura nominale costituita da barre Φ12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi (interno ed esterno) della sezione; in direzione verticale all'incastro con la suola di fondazione le barre Φ12 / 20 cm vengono integrate con ulteriori barre Φ12 / 20 cm in modo da ottenere un passo 10 cm.


Analogamente nei quattro spigoli della vasca, le armature orizzontali esterne Φ12 / 20 cm vengono integrate con ulteriori barre Φ12 / 20 cm in modo da ottenere un passo 10 cm

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale).

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 13.4: GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE LONG. – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{s,tesa} [cm²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A_{s,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 97 | -48 | 135 | -63 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 151.00 | -83.00 | 149.00 | -83.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.56 | 1.73 | 1.10 | 1.32 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 131 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 13.5: GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE LONG. - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" |
| | 11.31 | 11.31 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 150 | 150 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 176.00 | 174.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

13.5.4. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno. In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.20 mm (rapporto $H_d/h = 1.80 / 0.40 = 4.50$).

TAB. 13.6: GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE LONG. - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 72 | -36 | 80 | -47 |
| σ _c [N/mm ²] | -4.80 | -3.20 | -5.70 | -4.50 |
| σ _s [N/mm ²] | 204.00 | 199.00 | 235.00 | 268.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |


(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.5.5. Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le pareti esterne longitudinali (allineamenti "A" e "G" del modello di calcolo), di spessore 40 cm, presentano armatura nominale costituita da barre Φ12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi (interno ed esterno) della sezione; in direzione verticale all'incastro con la suola di fondazione le barre Φ12 / 20 cm vengono integrate con ulteriori barre Φ12 / 20 cm in modo da ottenere un passo 10 cm. Analogamente nei quattro spigoli della vasca, le armature orizzontali esterne Φ12 / 20 cm vengono integrate con ulteriori barre Φ12 / 20 cm in modo da ottenere un passo 10 cm.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 132 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale). Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 13.7: GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE A E G – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 96 | -50 | 110 | -48 |
| M _{Rd} (N _{Ed}) [kNm] | 151.00 | -83.00 | 149.00 | -83.00 |
| F _s = M _{Rd} / M _{Ed} | 1.57 | 1.66 | 1.35 | 1.73 |

TAB. 13.8: GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE A E G - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" |
| | 11.31 | 11.31 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 112 | 142 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 176.00 | 174.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |


13.5.6. Pareti esterne trasversali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.20 mm (rapporto $H_d/h = 1.80 / 0.40 = 4.50$).

TAB. 13.9: GRIGLIATURA – PARETI ESTERNE A E G - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 72 | -38 | 76 | -36 |
| σ _c [N/mm ²] | -4.80 | -3.40 | -5.40 | -3.50 |
| σ _s [N/mm ²] | 204.00 | 210.00 | 224.00 | 206.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 133 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.5.1. Pareti interne - Verifiche Strutturali

Le pareti interne, che separano i canali di grigliatura, presentano spessore nominale di 30 cm.

L'unica azione sollecitante è costituita dal battente idrostatico ($H_{Wrefluo} = 1.80$ m): lo stato sollecitativo che ne consegue risulta poco significativo (allo S.L.U. massimo momento flettente pari a $M = 15$ kNm/m e massimo taglio pari a $V = 24$ kN/m).

Si dispone pertanto un'armatura minima costituita da barre $\Phi 12$ disposte a passo 20 cm sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi.

13.5.1. Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite Ultimo


La suola di copertura, di spessore 30 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm. Lungo l'intero perimetro della soletta, all'incastro con le pareti le barre di estradosso $\Phi 12 / 20$ cm ortogonali alle pareti vengono integrate con ulteriori barre $\Phi 12 / 20$ cm in modo da ottenere un passo 10 cm.

Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 13.10: GRIGLIATURA – SOLETTA DI COPERTURA - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 46 | -18 | 86 | -25 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 107.00 | -61.00 | 105.00 | -67.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 2.33 | 3.39 | 1.22 | 2.68 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 134 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 13.11: GRIGLIATURA – SOLETTA DI COPERTURA - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" |
| | 11.31 | 11.31 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 60 | 110 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 134.00 | 137.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

13.5.2. Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.19 mm (rapporto $H_d/h = 1.80 / 0.30 = 6.00$).

TAB. 13.12: GRIGLIATURA – SOLETTA DI COPERTURA - VERIFICHE SLE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 32 | -12 | 60 | -18 |
| σ _c [N/mm ²] | -4.20 | -1.90 | -7.10 | -3.20 |
| σ _s [N/mm ²] | 137.00 | 95.00 | 244.00 | 147.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | 0.19 | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.


Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.6. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della vasca di ossidazione.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 135 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

13.6.1. Analisi dei carichi

Si calcola la pressione scaricata al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio suola di fondazione: $G_{k1} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 12.5 \text{ kN/m}^2$
- Peso liquidi contenuti: $Q_K = 10 \text{ kN/m}^3 \times 1.80 \text{ m} = 18.0 \text{ kN/m}^2$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times 12.5 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 18 \text{ kN/m}^2 = 43 \text{ kN/m}^2$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (12.5 \text{ kN/m}^2 + 18 \text{ kN/m}^2)] = 32 \text{ kN/m}^2$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times 12.5 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \times 18 \text{ kN/m}^2 = 30.5 \text{ kN/m}^2$$

13.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Il peso scaricato dalla vasca ($P_{SLU} = 43 \text{ kN/m}^2$) recupera il peso del terreno rimosso (131 KN/m^2): ne consegue che non vi sono problemi di capacità portante in fondazione.

La verifica di capacità portante viene pertanto omessa in quanto non significativa.

13.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Non essendoci un dislivello di carico che possa generare uno scorrimento la verifica viene omessa.


13.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Come sopra calcolato la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione allo S.L.E vale $P_{SLE} = 30 \text{ kN/m}^2$, valore ampiamente inferiore al peso del terreno scavato per raggiungere il piano di imposta della fondazione; lo scarico tensionale prodotto dallo scavo di 6.90 m di terreno è infatti pari a circa:

$$\Delta\sigma = 6.90 \text{ m} \times 19 \text{ KN/m}^3 = 131 \text{ KN/m}^2.$$

La tensione efficace trasmessa in fondazione, si trova pertanto ad agire in condizioni di ricompressione.

Per quanto concerne i cedimenti, considerando che tutti i terreni si trovano in condizioni di ricarico, si ottiene un cedimento massimo dell'ordine del centimetro, valore pienamente compatibile con le opere.

| | | | | |
|--|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  TECNOITAL | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 136 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14. ANALISI STRUTTURALE CAPANNONE STAZIONE DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE

14.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap. 3.4, la stazione di dissabbiatura e grigliatura è contenuta all'interno di un capannone con struttura portante in carpenteria metallica, con dimensioni in pianta $B \times L = 9.00 \text{ m} \times 18.00 \text{ m}$ ed altezza interna sottotrave $H = 4.50 \text{ m}$.

La struttura portante è costituita da 4 telai principali su luce di 9.0 m e disposti ad interasse di 6 m.


L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi BEAM aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Pilastri (n.° 8): HEA200
- Capriate (n.° 4):
 - Correnti HEA120
 - Diagonali HEA100
- Travi di bordo (n.° 2×3):
 - Inferiori esterne HEA160
- Arcarecci (n.° 10×3):
 - Interni ed esterni: HEA120
- Controventi di parete: tubi DN76.1mm, sp 3.2mm
- Controventi in copertura: tubi DN76.1mm, sp 3.2mm
- Trave continua di fondazione $B \times H = 1.20 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 137 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

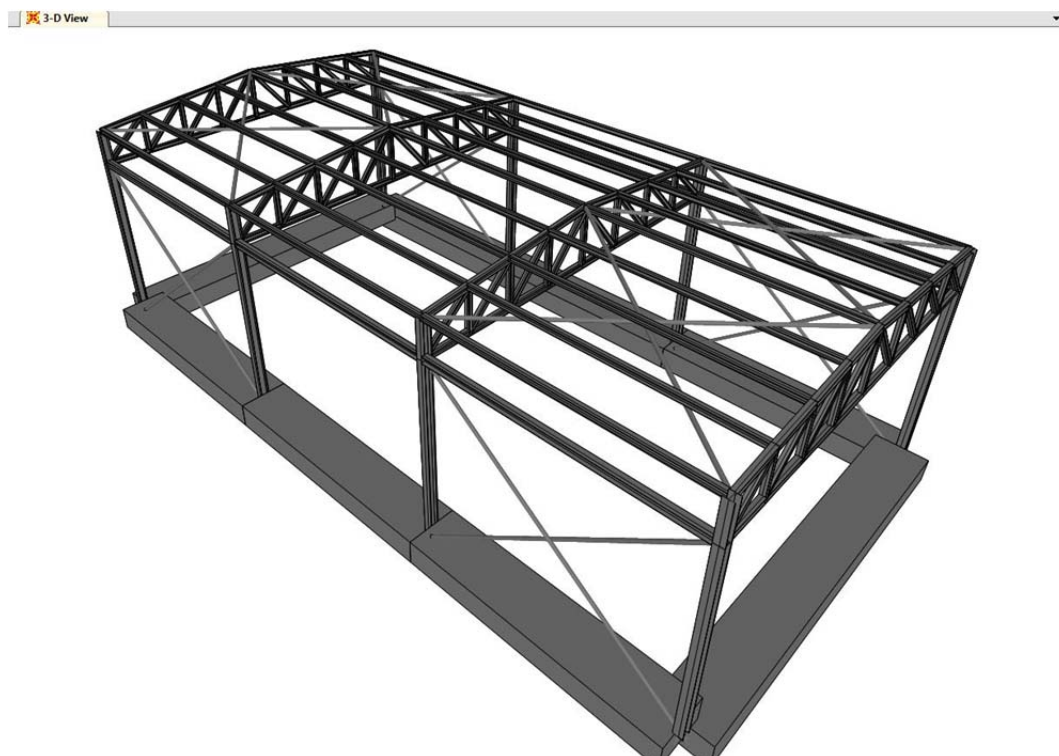


FIG. 14.1 - CAPANNONE GRIGLIATURA - MODELLO F.E.M. - VISTA 3D

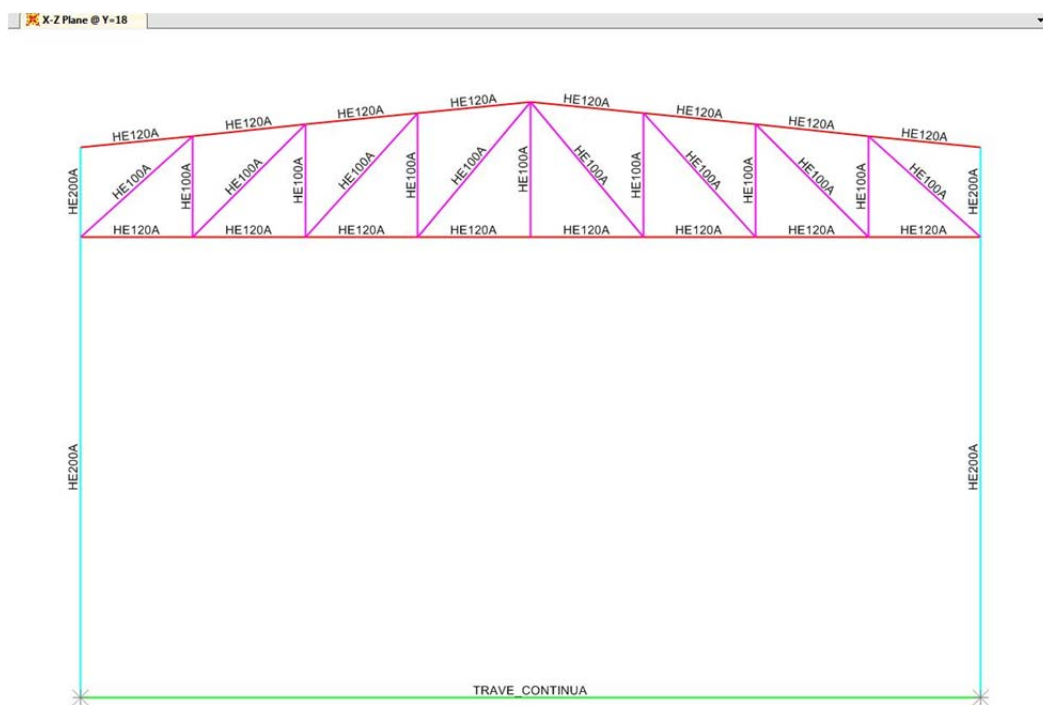



FIG. 14.2 - CAPANNONE GRIGLIATURA - MODELLO F.E.M. - VISTA TRASVERSALE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 138 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Y-Z Plane @ X=-4.5

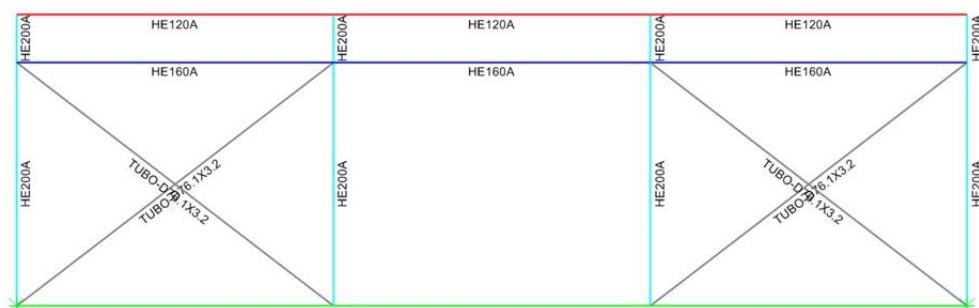



FIG. 14.3 - CAPANNONE GRIGLIATURA - MODELLO F.E.M. - VISTA LONGITUDINALE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 139 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico dell'acciaio di 78.5 kN/m^3 e del calcestruzzo di 25 kN/m^3 ;
2. **Permanenti portati:** peso della copertura in pannelli sandwich coibentati di acciaio zincato e preverniciato valutato cautelativamente in ragione di 1.00 kN/m^2 ed applicato sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali secondo le corrispondenti aree di influenza (vedere figura seguente);

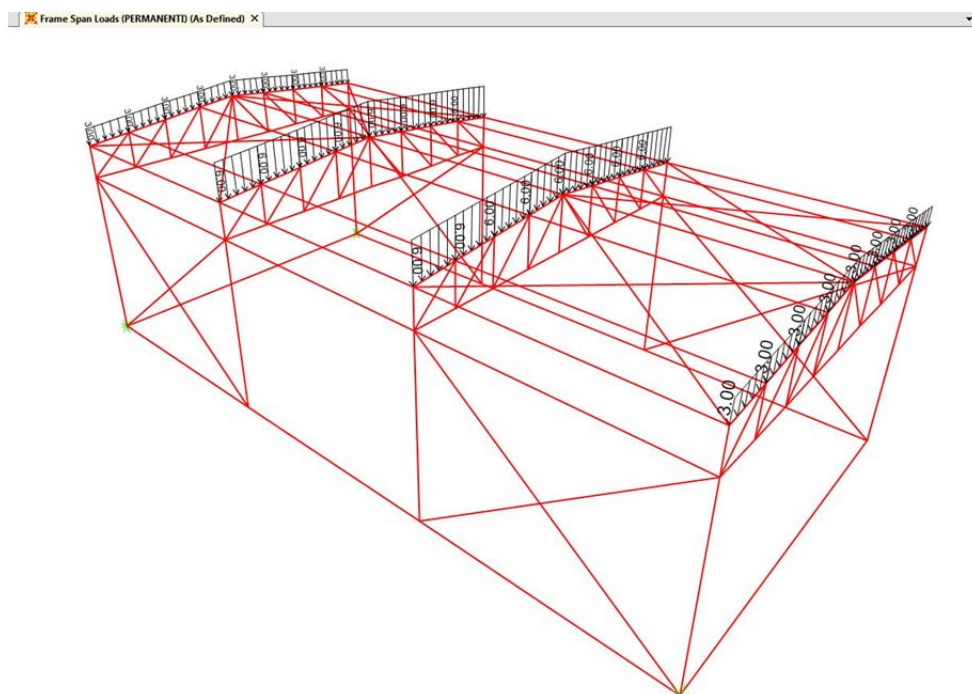



FIG. 14.4 - CAPANNONE GRIGLIATURA - PERMANENTI PORTATI

3. **Carico variabile in copertura:** sovraccarico accidentale in copertura (classificata come cat. H1 "Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione") pari a $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$ ed applicato sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali secondo le corrispondenti aree di influenza (vedere figura seguente);

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 140 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

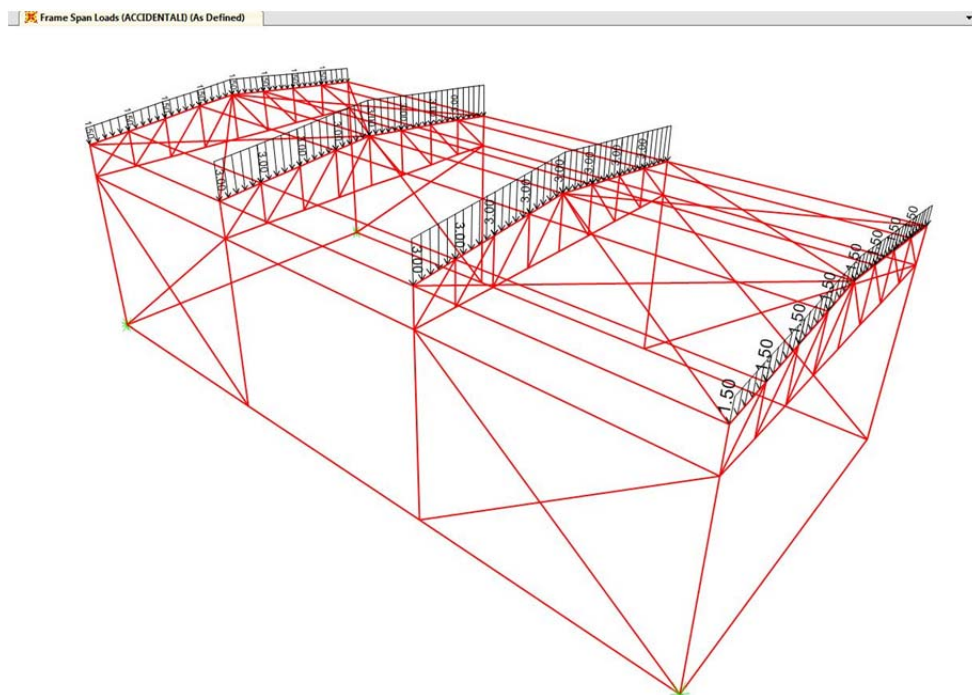


FIG. 14.5 - CAPANNONE GRIGLIATURA – CARICO VARIABILE IN COPERTURA

4. **Azione della Neve:** sovraccarico dovuto alla neve pari a $q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$ ed applicato sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali secondo le corrispondenti aree di influenza (vedere figura seguente);

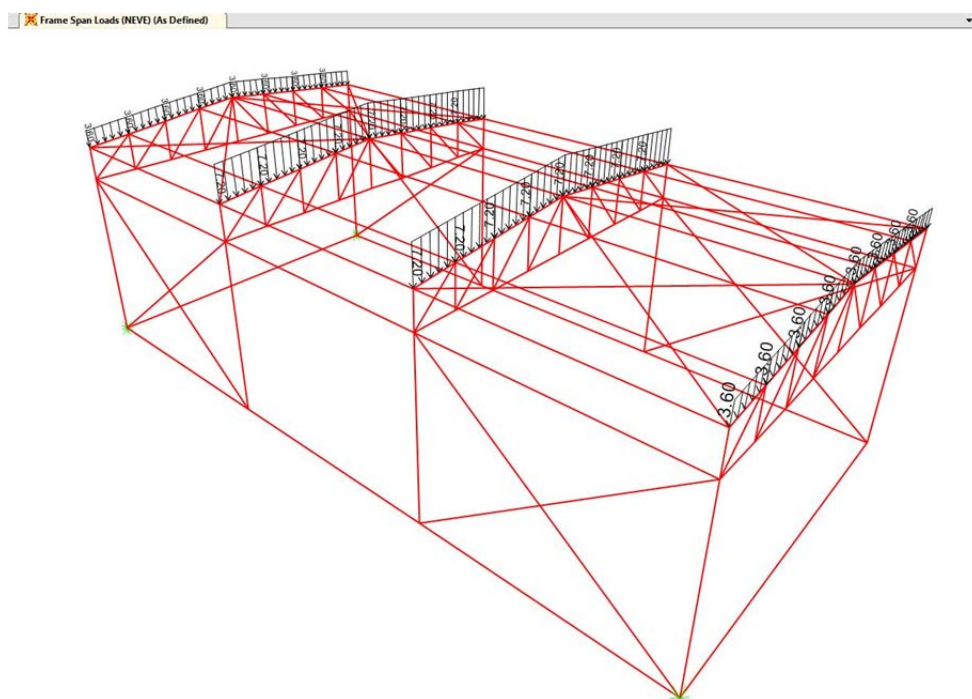



FIG. 14.6 - CAPANNONE GRIGLIATURA – AZIONE DELLA NEVE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 141 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

5. **Azione del vento:** azione del vento, pari a 0.63 kN/m^2 sulla parete sopravvento e pari a 0.32 kN/m^2 per la parete sottovento e per le falde della copertura, applicata sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali e sui pilastri secondo le corrispondenti aree di influenza. Si considerano due distinte condizioni di carico, una per il vento in direzione trasversale ed una per il vento in direzione longitudinale (vedere figure seguenti);

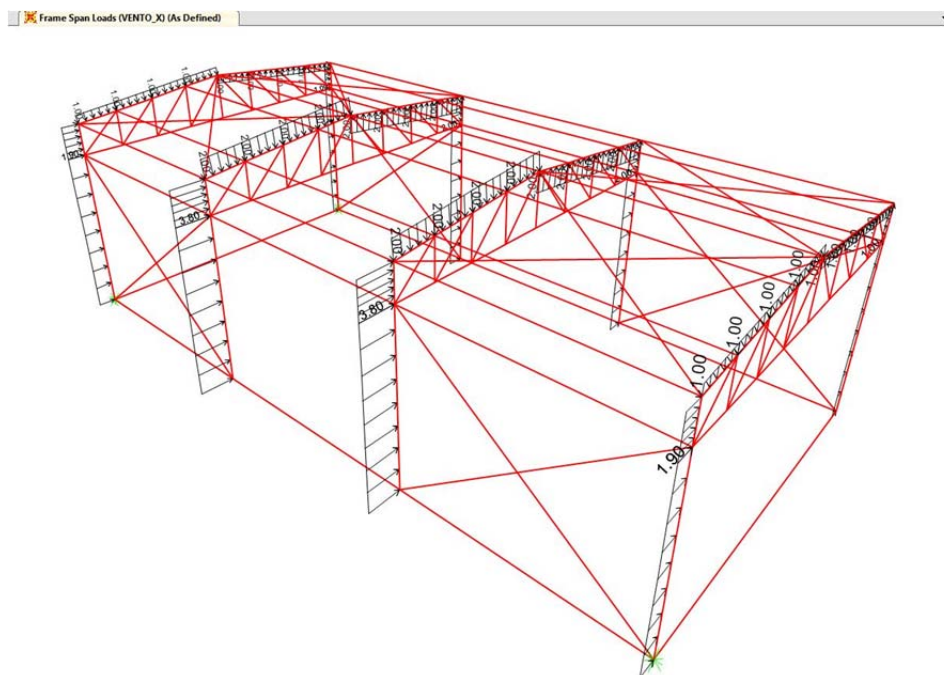


FIG. 14.7 - CAPANNONE GRIGLIATURA – AZIONE DEL VENTO (DIR. TRASVERSALE)

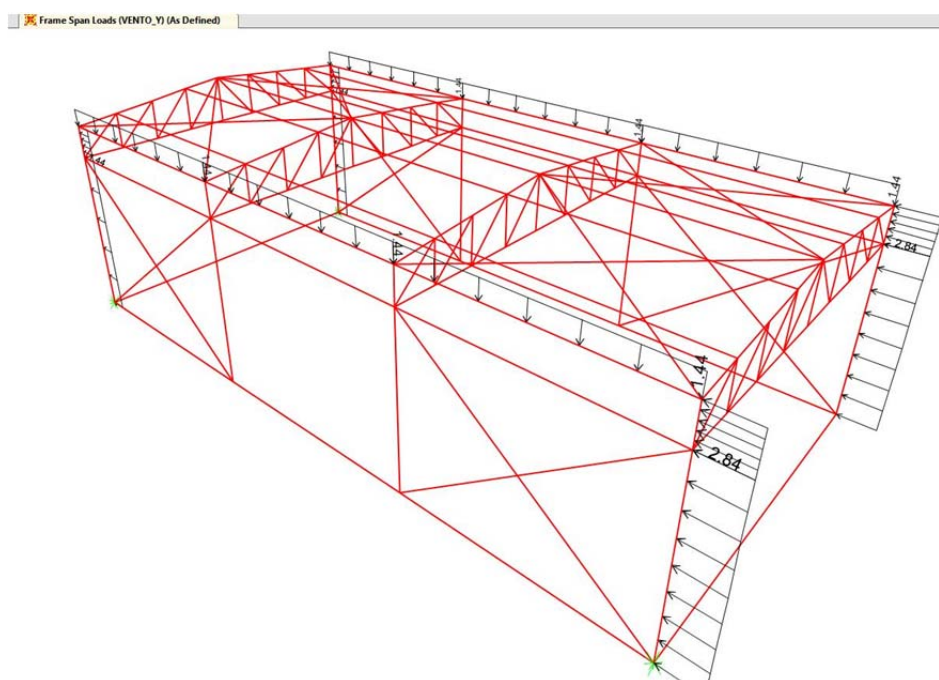



FIG. 14.8 - CAPANNONE GRIGLIATURA – AZIONE DEL VENTO (DIR. LONGITUDINALE)

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 142 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

6. **Carico termico:** essendo le strutture portanti del capannone protette del manto di copertura (pannelli sandwich coibentati) e dalle pareti perimetrali (pannelli sandwich coibentati) si assume una variazione termica uniforme di 15°C applicata su tutti gli elementi. Si considerano due distinte condizioni di carico, una per la variazione termica positiva ($+15^{\circ}\text{C}$) ed una per la variazione termica negativa (-15°C). Non si considera alcuna variazione termica per gli elementi in calcestruzzo della trave di fondazione continua.
7. **Sisma su strutture (S.L.C.):** l'azione sismica viene considerata, in entrambe le direzioni orizzontali (trasversale e longitudinale al capannone) applicando le accelerazioni desunte dallo spettro sismico di normativa allo stato limite di collasso per il sito in oggetto (vedere figura seguente);

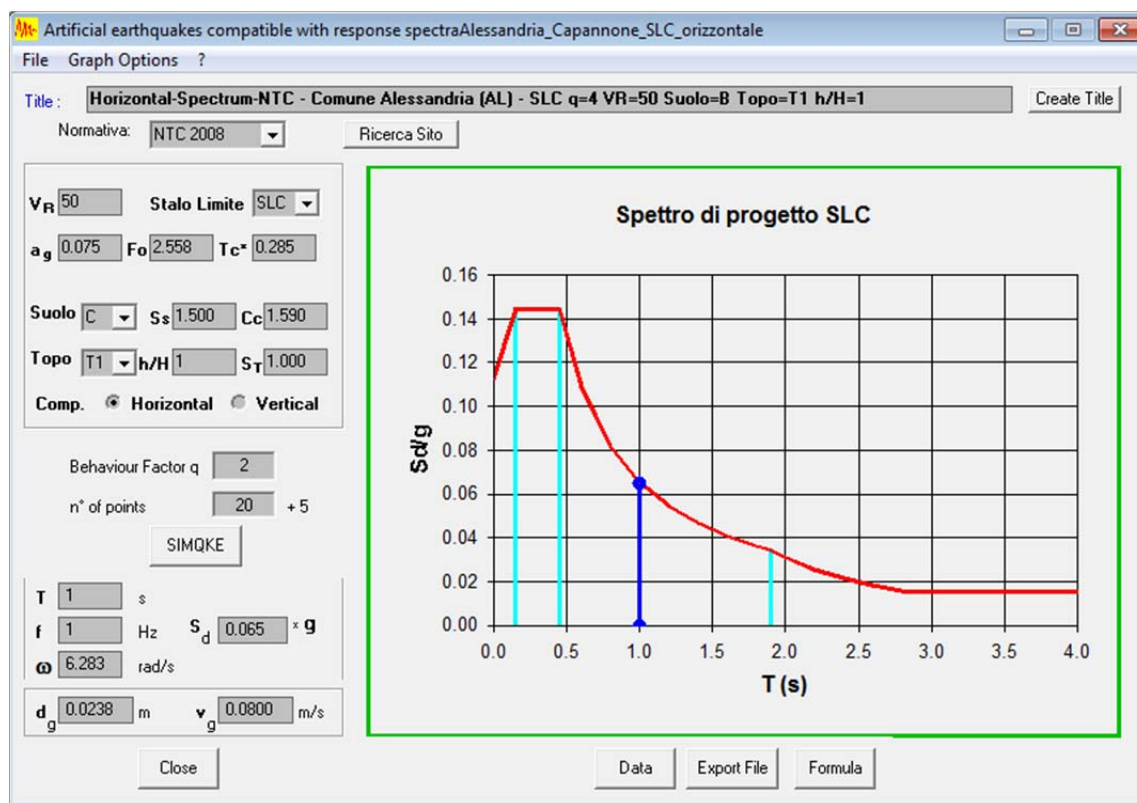



FIG. 14.9 - CAPANNONE GRIGLIATURA – SPETTRO DI PROGETTO SLC

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 143 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


14.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni in modo da massimizzare sempre gli effetti sulla struttura. Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento del capannone.

14.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti

| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 22 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 23 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 25 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 26 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 29 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 31 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 34 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 35 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 36 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 37 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 38 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 144 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 39 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 40 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 41 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 42 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 44 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 45 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 46 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 47 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 48 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 49 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 50 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 51 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 52 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 53 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 54 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 55 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 56 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 57 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 58 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 59 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 60 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 61 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 62 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 63 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 64 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 65 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |

14.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (collasso)


| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |

14.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 145 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 25 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 146 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.4. Capannone - Analisi modale

Per l'analisi sismica è stata condotta un'analisi dinamica: sono stati calcolati i primi 60 modi di vibrare in modo da avere una partecipazione delle masse superiore all'80% per tutte le direzioni di movimento orizzontale. Di seguito si riportano i risultati dell'analisi modale:

| Modo | Periodo [sec] | Frequenza [1/sec] | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|------|---------------|-------------------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 0.257 | 3.896 | 0.12099 | 0.00000 | 0.12099 | 0.00000 |
| 2 | 0.249 | 4.008 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12099 | 0.00000 |
| 3 | 0.224 | 4.458 | 0.00000 | 0.03908 | 0.12099 | 0.03908 |
| 4 | 0.200 | 4.993 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12099 | 0.03908 |
| 5 | 0.200 | 5.013 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12099 | 0.03908 |
| 6 | 0.199 | 5.016 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12099 | 0.03908 |
| 7 | 0.177 | 5.649 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12099 | 0.03908 |
| 8 | 0.169 | 5.901 | 0.00000 | 0.01255 | 0.12099 | 0.05163 |
| 9 | 0.163 | 6.131 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12099 | 0.05163 |
| 10 | 0.154 | 6.487 | 0.00810 | 0.00000 | 0.12909 | 0.05163 |
| 11 | 0.144 | 6.957 | 0.00000 | 0.02895 | 0.12909 | 0.08058 |
| 12 | 0.142 | 7.036 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12909 | 0.08058 |
| 13 | 0.114 | 8.787 | 0.00044 | 0.00000 | 0.12953 | 0.08058 |
| 14 | 0.111 | 9.044 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12953 | 0.08058 |
| 15 | 0.099 | 10.061 | 0.00000 | 0.00000 | 0.12953 | 0.08058 |
| 16 | 0.095 | 10.475 | 0.53990 | 0.00058 | 0.66943 | 0.08116 |
| 17 | 0.089 | 11.212 | 0.00004 | 0.00009 | 0.66946 | 0.08125 |
| 18 | 0.082 | 12.169 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66946 | 0.08125 |
| 19 | 0.082 | 12.183 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66946 | 0.08125 |
| 20 | 0.082 | 12.187 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66946 | 0.08125 |
| 21 | 0.079 | 12.642 | 0.00000 | 0.00102 | 0.66946 | 0.08227 |
| 22 | 0.079 | 12.645 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66946 | 0.08227 |
| 23 | 0.066 | 15.238 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66946 | 0.08227 |
| 24 | 0.059 | 16.919 | 0.00001 | 0.01134 | 0.66947 | 0.09360 |
| 25 | 0.046 | 21.636 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66947 | 0.09360 |
| 26 | 0.042 | 24.004 | 0.00000 | 0.00679 | 0.66947 | 0.10039 |
| 27 | 0.041 | 24.131 | 0.00006 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10039 |
| 28 | 0.041 | 24.158 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10039 |
| 29 | 0.041 | 24.203 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10039 |
| 30 | 0.041 | 24.207 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10039 |
| 31 | 0.041 | 24.211 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10039 |
| 32 | 0.041 | 24.457 | 0.00000 | 0.00136 | 0.66953 | 0.10175 |
| 33 | 0.040 | 24.861 | 0.00000 | 0.00002 | 0.66953 | 0.10177 |
| 34 | 0.039 | 25.810 | 0.00000 | 0.00096 | 0.66953 | 0.10273 |
| 35 | 0.038 | 26.447 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10273 |
| 36 | 0.036 | 27.864 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10273 |
| 37 | 0.036 | 27.864 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10273 |
| 38 | 0.029 | 35.085 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10273 |
| 39 | 0.027 | 37.665 | 0.00000 | 0.00416 | 0.66953 | 0.10689 |
| 40 | 0.026 | 37.753 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66953 | 0.10689 |
| 41 | 0.026 | 37.767 | 0.00000 | 0.00044 | 0.66953 | 0.10734 |
| 42 | 0.026 | 37.843 | 0.00023 | 0.36081 | 0.66976 | 0.46814 |
| 43 | 0.026 | 39.128 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66976 | 0.46814 |
| 44 | 0.024 | 41.458 | 0.00000 | 0.00000 | 0.66976 | 0.46814 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 147 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| Modo | Periodo [sec] | Frequenza [1/sec] | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|------|---------------|-------------------|---------|---------|---------|---------|
| 45 | 0.024 | 41.596 | 0.00038 | 0.45282 | 0.67015 | 0.92096 |
| 46 | 0.023 | 43.219 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92096 |
| 47 | 0.021 | 48.139 | 0.00000 | 0.00026 | 0.67015 | 0.92122 |
| 48 | 0.017 | 57.687 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92122 |
| 49 | 0.017 | 57.840 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92122 |
| 50 | 0.017 | 57.864 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92122 |
| 51 | 0.017 | 58.394 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92122 |
| 52 | 0.017 | 58.727 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92122 |
| 53 | 0.016 | 61.893 | 0.00000 | 0.00001 | 0.67015 | 0.92124 |
| 54 | 0.016 | 62.112 | 0.00000 | 0.00000 | 0.67015 | 0.92124 |
| 55 | 0.014 | 70.323 | 0.32981 | 0.00006 | 0.99996 | 0.92130 |
| 56 | 0.014 | 70.611 | 0.00000 | 0.00000 | 0.99996 | 0.92130 |
| 57 | 0.014 | 72.982 | 0.00004 | 0.00000 | 1.00000 | 0.92130 |
| 58 | 0.014 | 73.078 | 0.00000 | 0.00000 | 1.00000 | 0.92130 |
| 59 | 0.014 | 73.632 | 0.00000 | 0.00000 | 1.00000 | 0.92130 |
| 60 | 0.014 | 73.844 | 0.00000 | 0.00000 | 1.00000 | 0.92130 |

Come si può notare dai periodi propri di vibrare, tutti inferiori a 0.25 sec, il capannone è rigido. Nelle figure seguenti vengono visualizzati i primi tre modi principali con i relativi periodi di oscillazione.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.25665; f = 3.89641

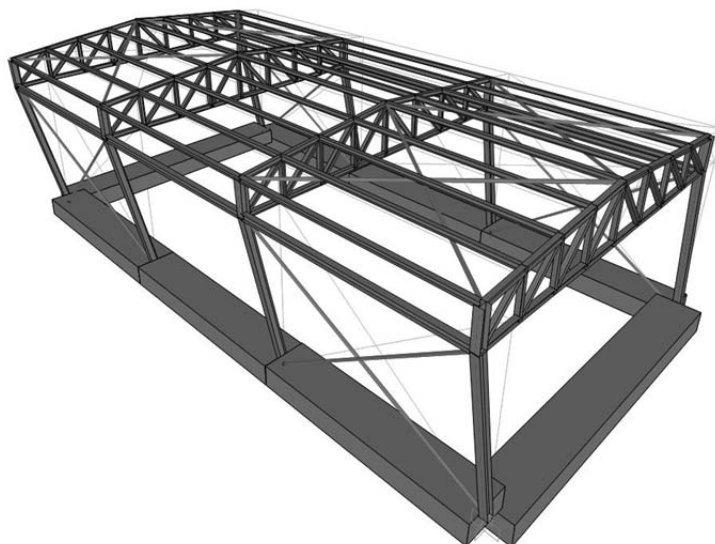



FIG. 14.10 - CAPANNONE GRIGLIATURA – ANALISI MODALE – MODO I

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 148 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.24949; f = 4.00824

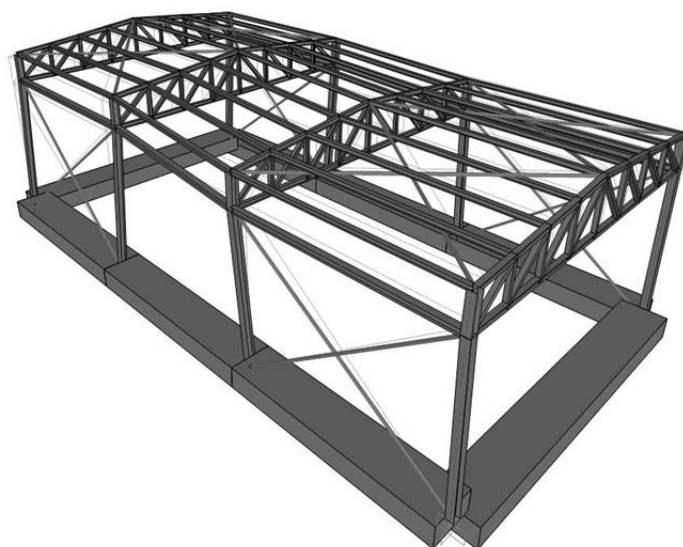


FIG. 14.11 - CAPANNONE GRIGLIATURA – ANALISI MODALE – MODO II

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0.22432; f = 4.45797

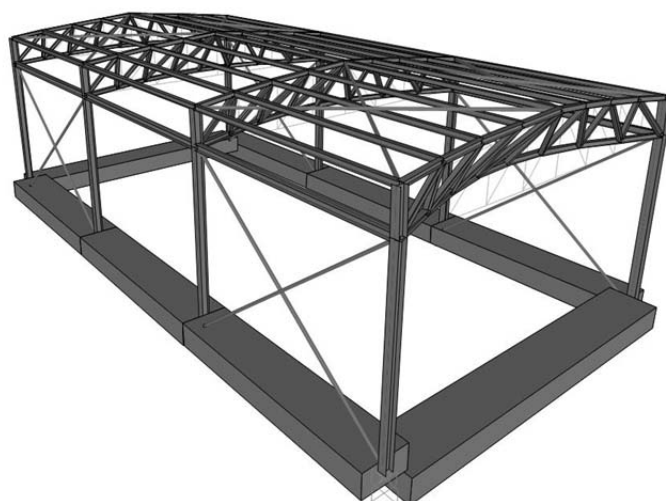



FIG. 14.12 - CAPANNONE GRIGLIATURA – ANALISI MODALE – MODO III

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 149 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.5. Capannone - Sollecitazioni SLU

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini momento flettente per il basamento in calcestruzzo e di momento flettente, azione assiale ed azione di taglio per la carpenteria metallica.

Le sollecitazioni sono relative all'involuppo delle combinazioni di carico S.L.U. (persistenti e sismiche).

14.5.1. Trave continua di fondazione

Moment 2-2 Diagram (SLU_ENV)

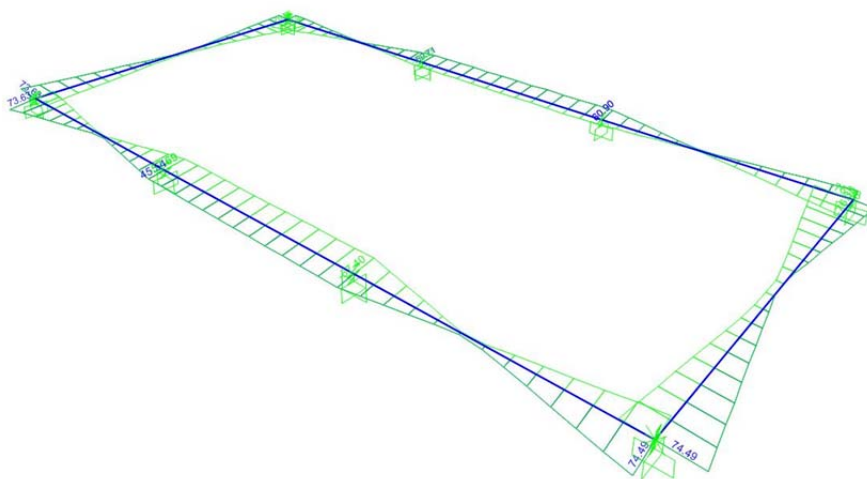



FIG. 14.13 - CAPANNONE GRIGLIATURA – TRAVE CONTINUA – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 150 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

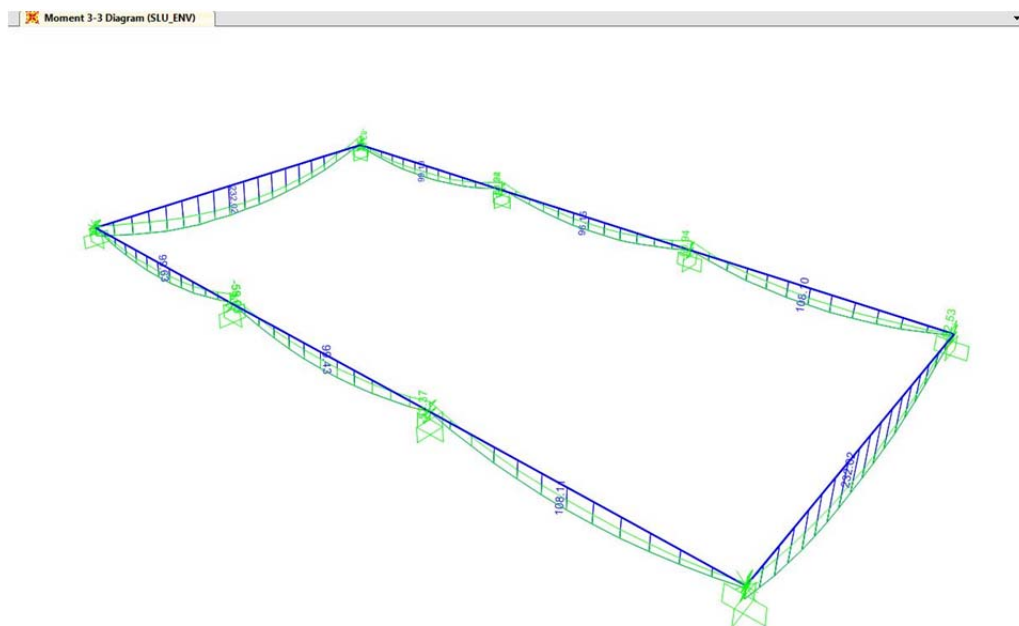


FIG. 14.14 - CAPANNONE GRIGLIATURA – TRAVE CONTINUA – INVILUPPO SLU M33

14.5.2. Carpenteria metallica

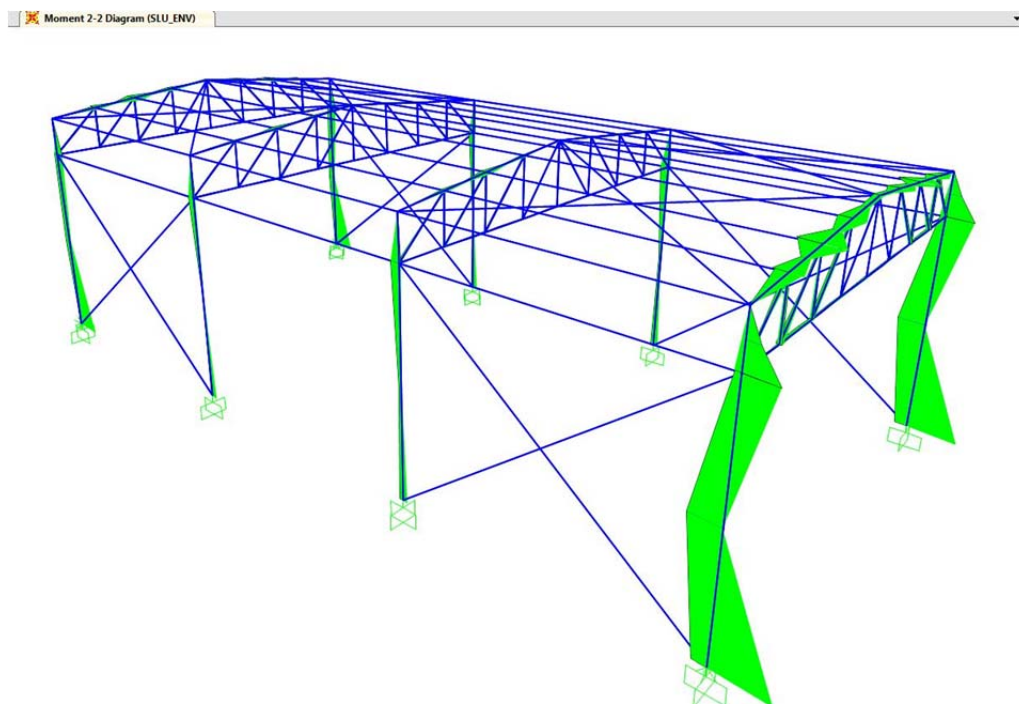



FIG. 14.15 - CAPANNONE GRIGLIATURA – CARP. METALLICA – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 151 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

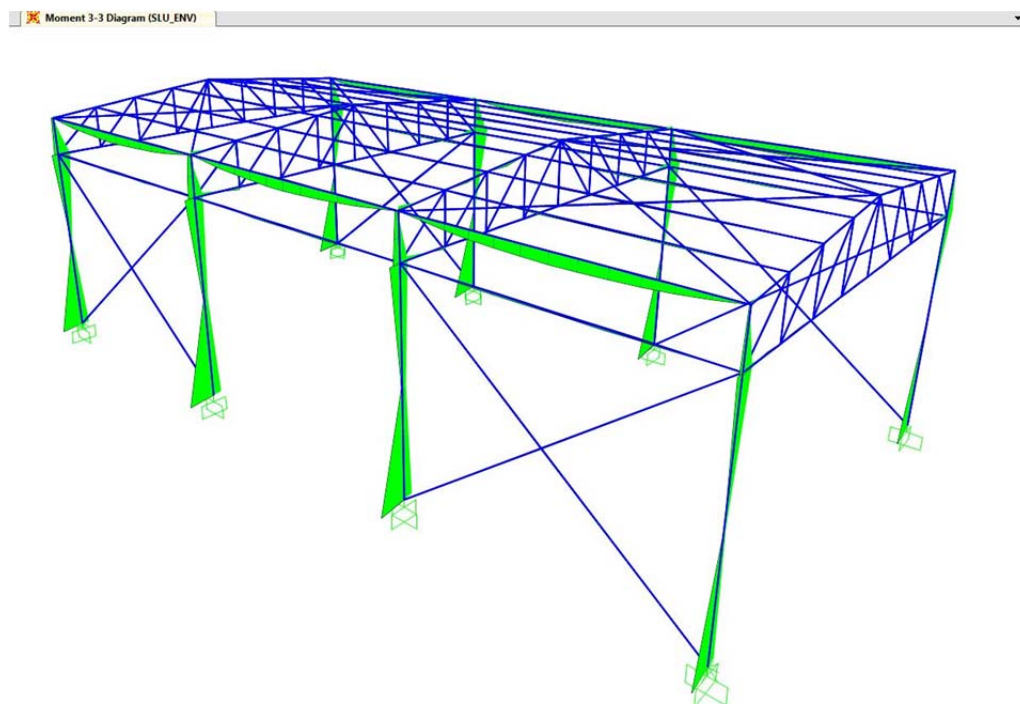


FIG. 14.16 - CAPANNONE GRIGLIATURA – CARP. METALLICA – INVILUPPO SLU M33

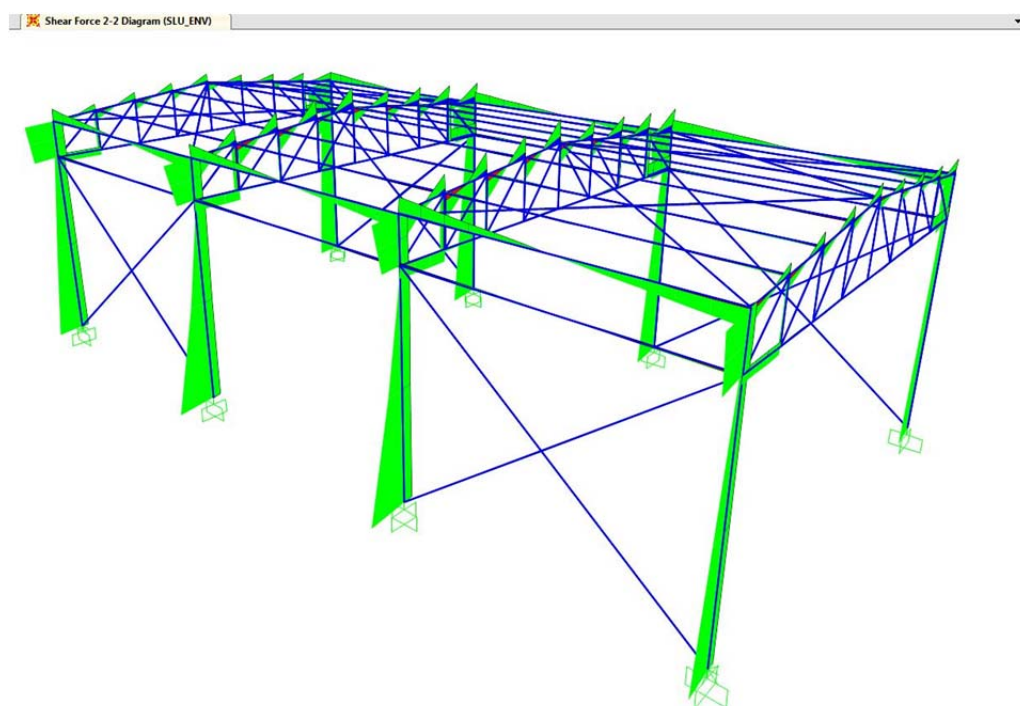



FIG. 14.17 - CAPANNONE GRIGLIATURA – CARP. METALLICA – INVILUPPO SLU V22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 152 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

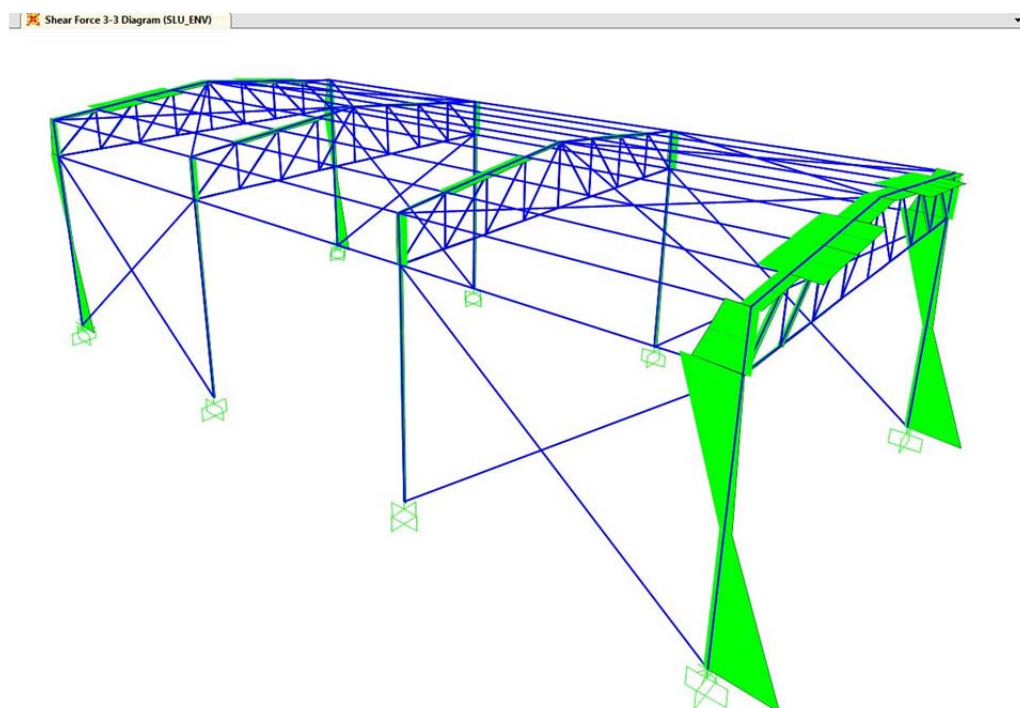


FIG. 14.18 - CAPANNONE GRIGLIATURA – CARP. METALLICA – INVILUPPO SLU V33

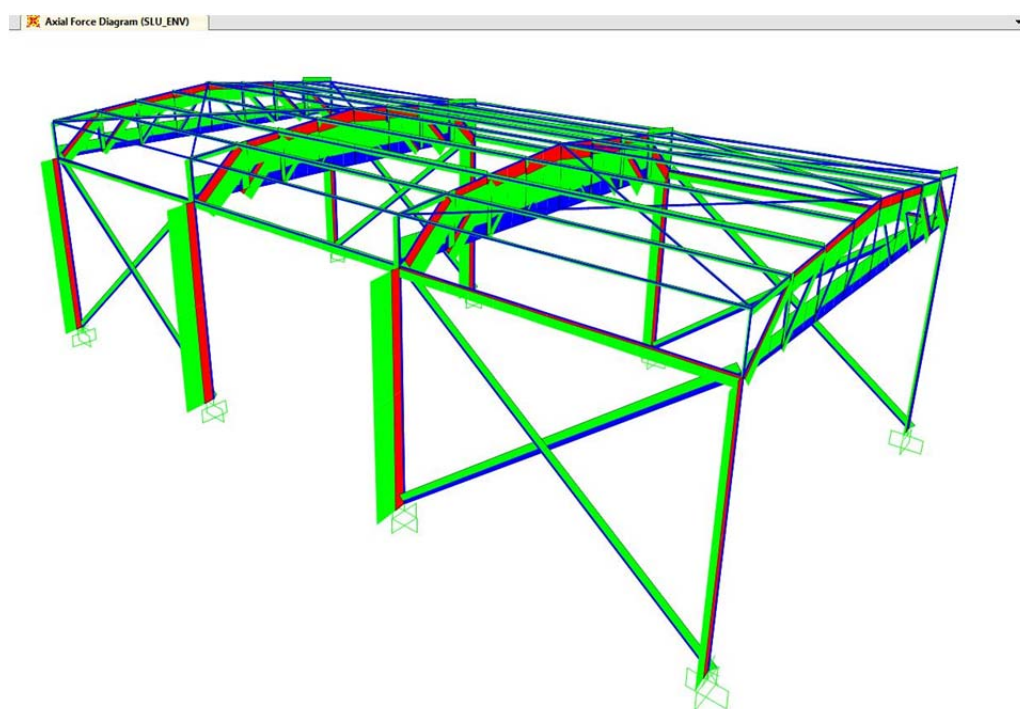



FIG. 14.19 - CAPANNONE GRIGLIATURA – CARP. METALLICA – INVILUPPO SLU N

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 153 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6. Verifiche strutturali

14.6.1. Trave continua di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La trave continua di fondazione, di dimensioni $B \times H = 1.20 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$, viene armata con 6 barre $\Phi 16$ ad intradosso e ad estradosso e 2+2 barre $\Phi 16$ sulle pareti. Le staffe sono costituite da barre $\Phi 12$ disposte a passo 20 cm. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm.

TAB. 14.1: CAPANNONE GRIGLIATURA – TRAVE CONTINUA - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 2 (Vert.) | | DIREZIONE 3 (Orizz.) | |
|--|---------------------|---------|----------------------|---------|
| b [cm] | 120 | 120 | 60 | 60 |
| h [cm] | 60 | 60 | 120 | 120 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 6Ø16 | 6Ø16 | 4Ø16 | 4Ø16 |
| | 12.06 | 12.06 | 8.04 | 8.04 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 6Ø16 | 6Ø16 | 4Ø16 | 4Ø16 |
| | 12.06 | 12.06 | 8.04 | 8.04 |
| N _{Ed} [kN] | 41 | 41 | 41 | 41 |
| M _{Ed} [kNm] | 233 | -82 | 75 | -75 |
| M _{Rd} (N _{Ed}) [kNm] | 326.00 | -326.00 | 671.00 | -671.00 |
| F _s = M _{Rd} / M _{Ed} | 1.40 | 3.98 | 8.95 | 8.95 |

TAB. 14.2: CAPANNONE GRIGLIATURA – TRAVE CONTINUA - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 2 | DIREZIONE 3 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 120 | 60 |
| h [cm] | 60 | 120 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 6Ø16 | 4Ø16 |
| | 12.06 | 8.04 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 6Ø16 | 4Ø16 |
| | 12.06 | 8.04 |
| N _{Ed} [kN] | 41 | 41 |
| V _{Ed} [kNm] | 123 | 23 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 252.00 | 222.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

14.6.2. Trave continua di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio


In favore di sicurezza l'apertura delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara.

TAB. 14.3: CAPANNONE GRIGLIATURA – TRAVE CONTINUA - VERIFICHE SLE

| | DIREZIONE 2 (Vert.) | | DIREZIONE 3 (Orizz.) | |
|--|---------------------|--------|----------------------|-------|
| b [cm] | 120 | 120 | 60 | 60 |
| h [cm] | 60 | 60 | 120 | 120 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 6Ø16 | 6Ø16 | 4Ø16 | 4Ø16 |
| | 12.06 | 12.06 | 8.04 | 8.04 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 6Ø16 | 6Ø16 | 4Ø16 | 4Ø16 |
| | 12.06 | 12.06 | 8.04 | 8.04 |
| N _{Ed} [kN] | 28 | 28 | 28 | 28 |
| M _{Ed} [kNm] | 178 | -56 | 49 | -49 |
| σ _c [N/mm ²] | -5.10 | -1.60 | -0.70 | -0.70 |
| σ _s [N/mm ²] | 312.00 | 106.00 | 74.00 | 74.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 154 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.3. Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche vengono svolte in automatico. La figura seguente mostra che gli elementi più sollecitati sono i quattro pilastri degli allineamenti "B" e "C" ($r = 0.77 < 1.0$).

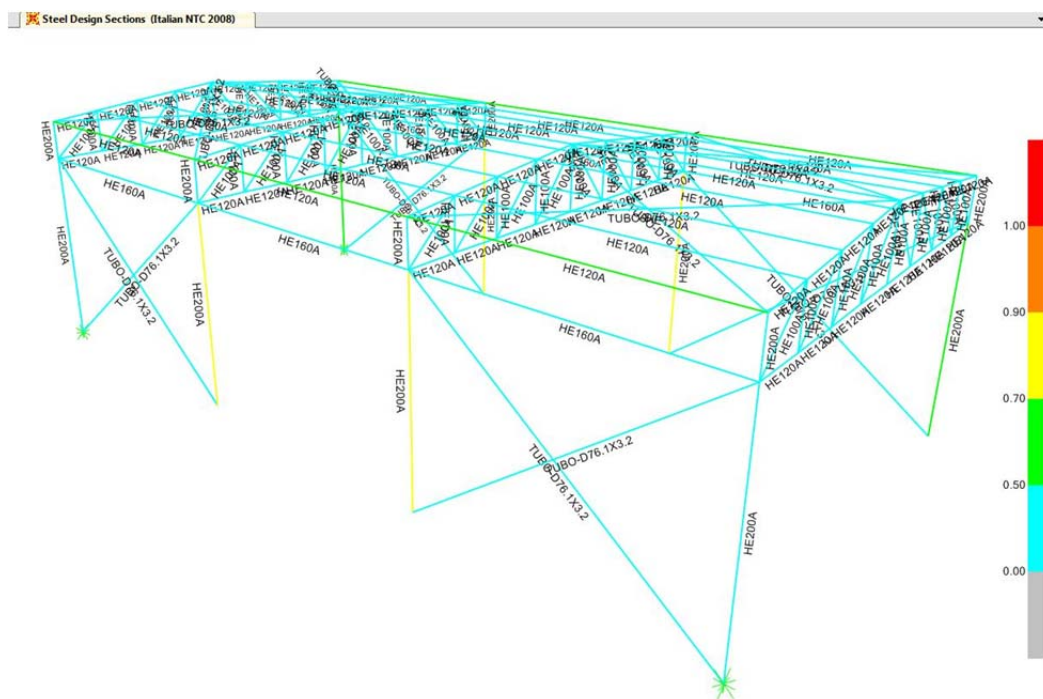



FIG. 14.20 - CAPANNONE GRIGLIATURA – VERIFICHE SLU

Si riporta nel seguito la verifica dettagliata degli elementi più sollecitati di ciascun componente strutturale.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 155 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.3.1 Pilastrini (profili HEA200)

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|--------------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------------------|
| Frame : 70 | X Mid: 4.500 | Combo: SLU_37 | Design Type: Column |
| Length: 4.600 | Y Mid: 12.000 | Shape: HE200A | Frame Type: InvPend |
| Loc : 4.600 | Z Mid: -2.300 | Class: Class 2 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method 2 (Annex B) | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No | |
| Ignore Seismic Code? No | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes | |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q=2.00 | Omega=1.00 | GammaOV=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |
| | | | |
| Aeff=0.005 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | |
| A=0.005 | Iyy=3.692E-05 | iyy=0.083 | Wel,yy=3.886E-04 Weff,yy=3.886E-04 |
| It=0.000 | Izz=1.336E-05 | izz=0.050 | Wel,zz=1.336E-04 Weff,zz=1.336E-04 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.190 | Wpl,yy=4.290E-04 Av,z=0.004 |
| E=2100000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=2.040E-04 Av,y=0.002 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
|----------|----------|--------|--------|---------|--------|------------|
| 4.600 | -111.296 | 29.028 | -0.114 | -15.345 | -0.008 | -3.195E-04 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

| Governing | Total | N | MMajor | MMinor | Ratio | Status |
|---------------|-------|---------|---------|---------|-------|--------|
| Equation | Ratio | Ratio | Ratio | Ratio | Limit | Check |
| 6.3.3(4)-6.61 | 0.776 | = 0.660 | + 0.114 | + 0.001 | 0.950 | OK |

AXIAL FORCE DESIGN


| | Ned | Nc,Rd | Nt,Rd | | | |
|--------------|----------|----------|-----------|----------|-------|----------|
| | Force | Capacity | Capacity | | | |
| Axial | -111.296 | 1818.952 | 1818.952 | | | |
| | Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | Ncr,TF | An/Ag | |
| | 1818.952 | 1975.536 | 2098.375 | 2098.375 | 1.000 | |
| | | | | | | |
| Curve | Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Chi | Nb,Rd |
| Major (y-y) | b 0.340 | 196.891 | 3.115 | 5.846 | 0.093 | 168.540 |
| MajorB(y-y) | b 0.340 | 3772.176 | 0.712 | 0.840 | 0.777 | 1413.586 |
| Minor (z-z) | c 0.490 | 327.074 | 2.416 | 3.963 | 0.141 | 256.069 |
| MinorB(z-z) | c 0.490 | 2670.370 | 0.846 | 1.016 | 0.634 | 1152.315 |
| Torsional TF | c 0.490 | 2098.375 | 0.954 | 1.140 | 0.567 | 1031.415 |

MOMENT DESIGN

| | Med | Med,span | Mc,Rd | Mv,Rd | Mn,Rd | Mb,Rd |
|-------------|---------|-------------|----------|----------|----------|----------|
| | Moment | Moment | Capacity | Capacity | Capacity | Capacity |
| Major (y-y) | 29.028 | 29.028 | 145.043 | 145.043 | 145.043 | 106.081 |
| Minor (z-z) | -0.114 | -0.149 | 68.971 | 68.971 | 68.971 | |
| | | | | | | |
| Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
| LTB | a 0.210 | 0.904 | 0.982 | 0.731 | 2.327 | 186.406 |
| | | | | | | |
| | kyy | kzy | kzy | kzz | | |
| Factors | 0.416 | 0.600 | 0.946 | 1.001 | | |

SHEAR DESIGN

| | Ved | Vc,Rd | Stress | Status | Ted |
|-----------|---------|----------|------------|--------|---------|
| | Force | Capacity | Ratio | Check | Torsion |
| Major (z) | 15.345 | 352.335 | 0.044 | OK | 0.000 |
| Minor (y) | 0.008 | 834.477 | 9.233E-06 | OK | 0.000 |
| | | | | | |
| | Vpl,Rd | Eta | LambdaBarW | | |
| Reduction | 352.335 | 1.000 | 0.372 | | |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 156 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.3.2 Capriata – Correnti (profili HEA120)

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|-------------------------|---------------|----------------------------|----------------------|
| Frame : 188 | X Mid: -0.563 | Combo: SLU_37 | Design Type: Brace |
| Length: 1.131 | Y Mid: 6.000 | Shape: HE120A | Frame Type: InvPend |
| Loc : 0.000 | Z Mid: 1.294 | Class: Class 1 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method B | | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No |
| Ignore Seismic Code? No | | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q0=2.00 | Omega=1.00 | GammaRd=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |

| | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------------|-------------------|
| Aeff=0.003 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | | |
| A=0.003 | Iyy=6.060E-06 | iyy=0.049 | Wel,yy=1.063E-04 | Weff,yy=1.063E-04 |
| It=0.000 | Izz=2.310E-06 | izz=0.030 | Wel,zz=3.850E-05 | Weff,zz=3.850E-05 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.114 | Wpl,yy=1.190E-04 | Av,z=0.002 |
| E=210000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=5.890E-05 | Av,y=8.420E-04 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| | | | | | | |
|----------|----------|--------|--------|---------|-------|------------|
| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
| 0.000 | -164.805 | -1.165 | 0.363 | -11.094 | 0.416 | -3.553E-04 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.284 = 0.227 + 0.048 + 0.010 < 0.950 OK

= NED/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

| | | | | | | |
|--------------|-------|----------|----------|-----------|-------|-----------|
| | | Ned | Nc,Rd | Nt,Rd | | |
| | | Force | Capacity | Capacity | | |
| Axial | | -164.805 | 855.381 | 855.381 | | |
| | | Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | An/Ag | |
| | | 855.381 | 929.016 | 4654.790 | 1.000 | |
| | Curve | Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Nb,Rd |
| Major (y-y) | b | 0.340 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 855.381 |
| MajorB(y-y) | b | 0.340 | 9825.739 | 0.302 | 0.563 | +Infinito |
| Minor (z-z) | c | 0.490 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 725.994 |
| MinorB(z-z) | c | 0.490 | 3745.455 | 0.490 | 0.691 | +Infinito |
| Torsional TF | c | 0.490 | 4654.790 | 0.439 | 0.655 | +Infinito |

MOMENT DESIGN

| | | | | | |
|-------------|--|--------|----------|--------|--------|
| | | Med | Med,span | Mm,Ed | Meq,Ed |
| | | Moment | Moment | Moment | Moment |
| Major (y-y) | | -1.165 | -1.953 | -1.165 | -1.515 |
| Minor (z-z) | | 0.363 | 0.363 | 0.128 | 0.175 |

| | | | | | |
|-------------|--|----------|----------|----------|----------|
| | | Mc,Rd | Mv,Rd | Mn,Rd | Mb,Rd |
| | | Capacity | Capacity | Capacity | Capacity |
| Major (y-y) | | 40.233 | 40.233 | 36.934 | 40.233 |
| Minor (z-z) | | 19.914 | 19.914 | 19.914 | |


| | | | | | | | |
|---------|-------|---------|-------------|-------|-------|-------|---------|
| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | psi | Mcr |
| LTB | b | 0.340 | 0.308 | 0.520 | 1.000 | 1.855 | 445.529 |
| | | kyy | kyz | kzy | kzz | | |
| Factors | | 0.843 | 0.314 | 0.981 | 0.523 | | |

SHEAR DESIGN

| | | | | | | |
|-----------|--|---------|----------|------------|--------|-----------|
| | | Ved | Vc,Rd | Stress | Status | Ted |
| | | Force | Capacity | Ratio | Check | Torsion |
| Major (z) | | 11.094 | 164.358 | 0.068 | OK | 3.553E-04 |
| Minor (y) | | 0.416 | 398.207 | 0.001 | OK | 3.553E-04 |
| | | Vpl,Rd | Eta | LambdaBarW | | |
| Reduction | | 164.358 | 1.000 | 0.270 | | |

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

| | | | |
|-------|--|----------|------|
| | | P | P |
| | | Comp | Tens |
| Axial | | -164.805 | N/C |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 157 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.3.3 Capriata – Diagonali (profili HEA100)

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|-------------------------|---------------|----------------------------|----------------------|
| Frame : 228 | X Mid: -3.938 | Combo: SLU_37 | Design Type: Brace |
| Length: 1.514 | Y Mid: 12.000 | Shape: HE100A | Frame Type: InvPend |
| Loc : 0.757 | Z Mid: 0.506 | Class: Class 1 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method B | | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No |
| Ignore Seismic Code? No | | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q0=2.00 | Omega=1.00 | GammaRd=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |

| | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------------|-------------------|
| Aeff=0.002 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | | |
| A=0.002 | Iyy=3.490E-06 | iyy=0.041 | Wel,yy=7.271E-05 | Weff,yy=7.271E-05 |
| It=0.000 | Izz=1.340E-06 | izz=0.025 | Wel,zz=2.680E-05 | Weff,zz=2.680E-05 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.096 | Wpl,yy=8.300E-05 | Av,z=0.002 |
| E=210000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=4.110E-05 | Av,y=7.520E-04 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
|----------|----------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 0.757 | -115.247 | 0.045 | -0.020 | 0.000 | 0.081 | 0.000 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.245 = 0.240 + 0.002 + 0.003 < 0.950 OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

| | Ned | Nc,Rd | Nt,Rd | | |
|-------|----------|----------|----------|----------|-------|
| | Force | Capacity | Capacity | | |
| Axial | -115.247 | 716.762 | 716.762 | | |
| | Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | Ncr,TF | An/Ag |
| | 716.762 | 778.464 | 2902.070 | 2902.070 | 1.000 |

| | Curve | Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Chi | Nb,Rd |
|--------------|-------|-------|----------|-----------|-------|-------|-----------|
| Major (y-y) | b | 0.340 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 716.762 |
| MajorB(y-y) | b | 0.340 | 3157.627 | 0.488 | 0.668 | 1.000 | +Infinito |
| Minor (z-z) | c | 0.490 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 480.063 |
| MinorB(z-z) | c | 0.490 | 1212.384 | 0.788 | 0.954 | 1.000 | +Infinito |
| Torsional TF | c | 0.490 | 2902.070 | 0.509 | 0.705 | 1.000 | +Infinito |


MOMENT DESIGN

| | Med | Med,span | Mm,Ed | Meq,Ed |
|-------------|--------|----------|--------|--------|
| | Moment | Moment | Moment | Moment |
| Major (y-y) | 0.045 | 0.045 | 0.045 | 0.045 |
| Minor (z-z) | -0.020 | -0.082 | -0.020 | -0.033 |

| | Mc,Rd | Mv,Rd | Mn,Rd | Mb,Rd | | | |
|-------------|----------|----------|-------------|----------|-------|-------|---------|
| | Capacity | Capacity | Capacity | Capacity | | | |
| Major (y-y) | 28.062 | 28.062 | 26.842 | 27.623 | | | |
| Minor (z-z) | 13.896 | 13.896 | 13.896 | | | | |
| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | psi | Mcr |
| LTB | b | 0.340 | 0.500 | 0.611 | 0.984 | 1.316 | 117.806 |
| | kyy | kzy | kzy | kzz | | | |
| Factors | 0.994 | 0.296 | 0.973 | 0.494 | | | |

SHEAR DESIGN

| | Ved | Vc,Rd | Stress | Status | Ted |
|-----------|---------|----------|------------|--------|---------|
| | Force | Capacity | Ratio | Check | Torsion |
| Major (z) | 0.000 | 146.790 | 0.000 | OK | 0.000 |
| Minor (y) | 0.081 | 335.743 | 0.000 | OK | 0.000 |
| | Vpl,Rd | Eta | LambdaBarW | | |
| Reduction | 146.790 | 1.000 | 0.223 | | |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 158 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.3.4 Trave di bordo (profili HEA160)

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|--------------------------------|---------------|----------------------------|----------------------|
| Frame : 90 | X Mid: -4.500 | Combo: SLU_29 | Design Type: Beam |
| Length: 6.000 | Y Mid: 3.000 | Shape: HE160A | Frame Type: InvPend |
| Loc : 6.000 | Z Mid: 0.000 | Class: Class 1 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method 2 (Annex B) | | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No |
| Ignore Seismic Code? No | | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q=2.00 | Omega=1.00 | GammaOV=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |

| | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------------|-------------------|
| Aeff=0.004 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | | |
| A=0.004 | Iyy=1.673E-05 | iyy=0.066 | Wel,yy=2.201E-04 | Weff,yy=2.201E-04 |
| It=0.000 | Izz=6.160E-06 | izz=0.040 | Wel,zz=7.700E-05 | Weff,zz=7.700E-05 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.152 | Wpl,yy=2.450E-04 | Av,z=0.003 |
| E=210000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=1.180E-04 | Av,y=0.001 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
|----------|---------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 6.000 | -34.960 | 0.000 | 0.000 | 1.165 | 0.000 | 0.000 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

| Governing Equation | Total Ratio | N Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check |
|--------------------|-------------|---------|--------------|--------------|-------------|--------------|
| 6.3.3(4)-6.62 | 0.167 | = 0.132 | + 0.034 | + 0.000 | 0.950 | OK |

AXIAL FORCE DESIGN

| | Ned Force | Nc,Rd Capacity | Nt,Rd Capacity | | | |
|--------------|-------------|----------------|----------------|----------|-------|---------|
| Axial | -34.960 | 1311.810 | 1311.810 | | | |
| | Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | Ncr,TF | An/Ag | |
| | 1311.810 | 1424.736 | 1963.922 | 1963.922 | 1.000 | |
| | Curve Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Chi | Nb,Rd |
| Major (y-y) | b 0.340 | 963.191 | 1.196 | 1.384 | 0.480 | 630.177 |
| MajorB(y-y) | b 0.340 | 963.191 | 1.196 | 1.384 | 0.480 | 630.177 |
| Minor (z-z) | c 0.490 | 354.648 | 1.971 | 2.876 | 0.201 | 263.942 |
| MinorB(z-z) | c 0.490 | 354.648 | 1.971 | 2.876 | 0.201 | 263.942 |
| Torsional TF | c 0.490 | 1963.922 | 0.837 | 1.007 | 0.639 | 837.795 |

MOMENT DESIGN

| | Med Moment | Med,span Moment | Mc,Rd Capacity | Mv,Rd Capacity | Mn,Rd Capacity | Mb,Rd Capacity |
|-------------|------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Major (y-y) | 0.000 | 1.747 | 82.833 | 82.833 | 82.833 | 49.784 |
| Minor (z-z) | 0.000 | 0.000 | 39.895 | 39.895 | 39.895 | |


| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
|---------|-------|---------|-------------|-------|-------|-------|--------|
| LTB | a | 0.210 | 1.093 | 1.191 | 0.601 | 1.136 | 72.843 |
| | | kyy | kyz | kzy | kzz | | |
| Factors | | 0.992 | 0.711 | 0.981 | 1.185 | | |

SHEAR DESIGN

| | Ved Force | Vc,Rd Capacity | Stress Ratio | Status Check | Ted Torsion |
|-----------|-----------|----------------|--------------|--------------|-------------|
| Major (z) | 1.165 | 258.444 | 0.005 | OK | 0.000 |
| Minor (y) | 0.000 | 600.433 | 0.000 | OK | 0.000 |
| | Vpl,Rd | Eta | LambdaBarW | | |
| Reduction | 258.444 | 1.000 | 0.318 | | |

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

| | VMajor Left | VMajor Right |
|------------|-------------|--------------|
| Major (V2) | 1.165 | 1.165 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 159 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.3.5 Arcarecci (profili HEA120)

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|--------------------------------|---------------|----------------------------|----------------------|
| Frame : 116 | X Mid: -4.500 | Combo: SLU_61 | Design Type: Beam |
| Length: 6.000 | Y Mid: 15.000 | Shape: HE120A | Frame Type: InvPend |
| Loc : 6.000 | Z Mid: 0.900 | Class: Class 1 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method 2 (Annex B) | | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No |
| Ignore Seismic Code? No | | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q=2.00 | Omega=1.00 | GammaOV=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |

| | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------------|-------------------|
| Aeff=0.003 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | | |
| A=0.003 | Iyy=6.060E-06 | iyy=0.049 | Wel,yy=1.063E-04 | Weff,yy=1.063E-04 |
| It=0.000 | Izz=2.310E-06 | izz=0.030 | Wel,zz=3.850E-05 | Weff,zz=3.850E-05 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.114 | Wpl,yy=1.190E-04 | Av,z=0.002 |
| E=210000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=5.890E-05 | Av,y=8.420E-04 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
|----------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 6.000 | -2.354 | 0.000 | 0.000 | 7.239 | 0.000 | 0.000 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

| Governing | Total | N | MMajor | MMinor | Ratio | Status |
|---------------|-------|---------|---------|---------|-------|--------|
| Equation | Ratio | Ratio | Ratio | Ratio | Limit | Check |
| 6.3.3(4)-6.62 | 0.522 | = 0.022 | + 0.499 | + 0.000 | 0.950 | OK |

AXIAL FORCE DESIGN

| | Ned | Nc,Rd | Nt,Rd |
|-------|----------|----------|---------|
| Force | Capacity | Capacity | |
| Axial | -2.354 | 855.381 | 855.381 |

| Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | Ncr,TF | An/Ag |
|---------|---------|----------|----------|-------|
| 855.381 | 929.016 | 1587.534 | 1587.534 | 1.000 |

| Curve | Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Chi | Nb,Rd |
|--------------|---------|----------|-----------|-------|-------|---------|
| Major (y-y) | b 0.340 | 348.891 | 1.604 | 2.026 | 0.306 | 262.158 |
| MajorB(y-y) | b 0.340 | 348.891 | 1.604 | 2.026 | 0.306 | 262.158 |
| Minor (z-z) | c 0.490 | 132.993 | 2.599 | 4.464 | 0.124 | 105.675 |
| MinorB(z-z) | c 0.490 | 132.993 | 2.599 | 4.464 | 0.124 | 105.675 |
| Torsional TF | c 0.490 | 1587.534 | 0.752 | 0.918 | 0.692 | 592.078 |

MOMENT DESIGN

| | Med | Med,span | Mc,Rd | Mv,Rd | Mn,Rd | Mb,Rd |
|-------------|--------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Moment | Moment | Capacity | Capacity | Capacity | Capacity | Capacity |
| Major (y-y) | 0.000 | 10.859 | 40.233 | 40.233 | 40.233 | 21.681 |
| Minor (z-z) | 0.000 | 0.000 | 19.914 | 19.914 | 19.914 | |

| Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | Cl | Mcr |
|-------|---------|-------------|-------|-------|-------|--------|
| LTB | a 0.210 | 1.186 | 1.307 | 0.539 | 1.136 | 30.033 |

| | kyy | kyz | kzy | kzz |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| Factors | 0.957 | 0.619 | 0.997 | 1.031 |


SHEAR DESIGN

| | Ved | Vc,Rd | Stress | Status | Ted |
|-----------|----------|---------|--------|---------|-------|
| Force | Capacity | Ratio | Check | Torsion | |
| Major (z) | 7.239 | 164.358 | 0.044 | OK | 0.000 |
| Minor (y) | 0.000 | 398.207 | 0.000 | OK | 0.000 |

| | Vpl,Rd | Eta | LambdabarW |
|-----------|---------|-------|------------|
| Reduction | 164.358 | 1.000 | 0.279 |

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

| | VMajor | VMajor |
|------------|--------|--------|
| | Left | Right |
| Major (V2) | 7.239 | 7.239 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 160 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.4. Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

L'abbassamento massimo in esercizio è pari a: $4.9 \text{ mm} < 9000 / 500 = 18 \text{ mm}$.

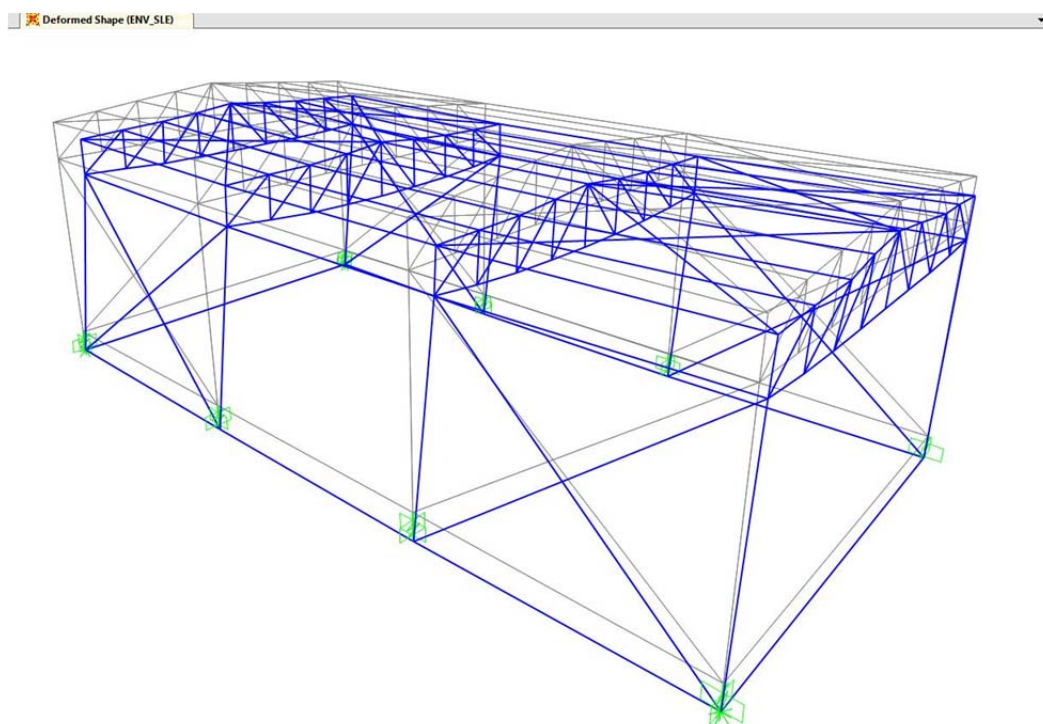


FIG. 14.21 - CAPANNONE GRIGLIATURA – DEFORMATA SLE

14.6.5. Pannelli di copertura – Verifica strutturale

La copertura è costituita da pannelli sandwich coibentati di spessore 120 mm tipo PENTA W.R. di Italpannelli (o equivalente) disposti su luce massima di 1.125 m.

Sui pannelli agiscono:

- il peso proprio $p_{\text{pannelli}} \cong 1.00 \text{ kN/m}^2$
- il sovraccarico accidentale (copertura cat. H1) $q_{\text{acc}} = 0.50 \text{ kN/m}^2$
- il sovraccarico dovuto alla neve: $q_{\text{neve}} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
- l'azione del vento che può generare:
 - una pressione rivolta verso il basso pari a: $q_{v+} = 0.63 \text{ kN/m}^2$
 - una pressione rivolta verso l'alto pari a: $q_{v-} = -0.32 \text{ kN/m}^2$

Applicando gli opportuni coefficienti di combinazione definiti dal D.M. 14/01/2008, allo S.L.U. il carico uniformemente distribuito agente sui pannelli è quindi valutabile in:

$$P_{\text{SOLL,SLU}} = 3.7 \text{ kN/m}^2.$$

La tabella di dimensionamento dei pannelli coibentati in acciaio verniciato di spessore 120 mm tipo PENTA W.R. (vedere figura seguente) individua, per interasse tra gli appoggi pari a 1.50 m (maggiore quindi di quello effettivo pari a 1.125 m) un carico allo S.L.U. uniformemente distribuito pari a:

$$P_{\text{MAX,SLU}} = 4.05 \text{ kN/m}^2 \gg P_{\text{SOLL,SLU}} = 3.7 \text{ kN/m}^2 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$


La verifica è quindi soddisfatta.

| Spessore pannello (mm) | Spessore Nominale | | Peso pannello (Kg/m ²) | Larghezza efficace appoggio: 120 mm | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--|--|
| | Supporto Esterno Acciaio (mm) | Supporto Interno Acciaio (mm) | | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 | 300 | 325 | 350 | 375 | 400 | 425 | 450 | 475 | 500 | | |
| 120 | 0,60 | 0,50 | 21,8 | 405 | 345 | 300 | 260 | 235 | 210 | 190 | 175 | 160 | 150 | 140 | 130 | 120 | 110 | 105 | | |
| 150 | 0,60 | 0,50 | 24,8 | 415 | 350 | 305 | 270 | 240 | 215 | 195 | 180 | 165 | 155 | 145 | 135 | 125 | 115 | 110 | | |
| 200 | 0,60 | 0,50 | 29,8 | 430 | 365 | 315 | 275 | 245 | 220 | 200 | 185 | 170 | 160 | 150 | 140 | 130 | 120 | 115 | | |

Calcolo Eseguito in accordo Norma UNI EN 14509 Allegato E:
 • Valori in Nero: Stati Limite Ultimo
 • Valori in Rosso: Stati Limite di Esercizio (freccia = 1/200 Luce)

Calculation performed in accordance to attached E UNI EN 14509 Norm:
 • Values in Black: Ultimate Limit States
 • Values in Red: Serviceability Limit States (deflection = 1/200 span)

FIG. 14.22 - CAPANNONE GRIGLIATURA – PANNELLI DI COPERTURA – TABELLA PORTATE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 162 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.6. Pannelli di parete – Verifica strutturale

Le pareti perimetrali sono costituite da pannelli sandwich coibentati di spessore 120 mm tipo ISOFIRE WALL di Isopan (o equivalente) disposti in verticale su luce massima di 4.50 m.

Sui pannelli agisce:

- l'azione del vento che può generare:
 - una pressione rivolta verso l'interno pari a: $q_{v+} = 0.63 \text{ kN/m}^2$
 - una pressione rivolta verso l'esterno pari a: $q_{v-} = -0.32 \text{ kN/m}^2$



Applicando gli opportuni coefficienti di combinazione definiti dal D.M. 14/01/2008, allo S.L.U. il carico uniformemente distribuito agente sui pannelli è quindi valutabile in:

$$P_{\text{SOLL,SLU}} = 0.95 \text{ kN/m}^2.$$

La tabella di dimensionamento dei pannelli coibentati in acciaio verniciato di spessore 120 mm con lamiere in acciaio di spessore 0.6 mm tipo ISOFIRE WALL (vedere figura seguente) individua, per interasse tra gli appoggi pari a 4.50 m un carico allo S.L.U. uniformemente distribuito pari a:


$$P_{\text{MAX,SLU}} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \gg P_{\text{SOLL,SLU}} = 0.95 \text{ kN/m}^2 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

| LAMIERE IN ACCIAIO SPESSORE 0,6 mm - Appoggio 120 mm | | | | | | | | | | | | |
|--|---|-----|-----|-----|-----|-----|--|-----|-----|-----|-----|-----|
| CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO |  | | | | | |  | | | | | |
| | SPESSORE NOMINALE PANNELLO mm | | | | | | SPESSORE NOMINALE PANNELLO mm | | | | | |
| | 50 | 60 | 80 | 100 | 120 | 150 | 50 | 60 | 80 | 100 | 120 | 150 |
| kg/m² | INTERASSI MAX cm | | | | | | | | | | | |
| 50 | 365 | 420 | 525 | 590 | 650 | 715 | 420 | 485 | 570 | 640 | 685 | 725 |
| 60 | 335 | 380 | 475 | 545 | 590 | 665 | 375 | 440 | 515 | 570 | 620 | 675 |
| 80 | 285 | 325 | 410 | 470 | 515 | 580 | 315 | 365 | 440 | 485 | 525 | 570 |
| 100 | 250 | 285 | 365 | 380 | 450 | 510 | 270 | 315 | 390 | 430 | 460 | 495 |
| 120 | 220 | 260 | 325 | 380 | 420 | 470 | 240 | 280 | 355 | 390 | 410 | 450 |
| 140 | 200 | 235 | 325 | 355 | 390 | 440 | 210 | 250 | 325 | 355 | 380 | 410 |
| 160 | 190 | 215 | 275 | 330 | 365 | 410 | 190 | 230 | 295 | 330 | 355 | 380 |
| 180 | 180 | 195 | 255 | 305 | 345 | 385 | 180 | 205 | 270 | 305 | 330 | 355 |
| 200 | 165 | 190 | 235 | 285 | 330 | 370 | 165 | 190 | 250 | 290 | 305 | 330 |

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quanto contenuto nell'Allegato E della norma UNI EN 14509.
Limite di freccia 1/200 ℓ

FIG. 14.23 - CAPANNONE GRIGLIATURA – PANNELLI DI PARETE – TABELLA PORTATE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 163 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.6.7. Collegamento colonna-basamento – Verifica strutturale

Il dimensionamento dei tirafondi viene condotto considerando una sezione di calcestruzzo di dimensioni pari a quelle della piastra di base ($B \times H = 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$) ed in cui l'armatura resistente è costituita dai soli tirafondi (2 + 2 M20 tipo PEIKKO HPM/L o equivalenti in acciaio ad aderenza migliorata B500B con resistenza a trazione $N_{Rd} = 96 \text{ kN}$ e resistenza a taglio $V_{Rd} = 31 \text{ kN}$). Le sollecitazioni sono modeste: ai fini della verifica dei tirafondi risulta dimensionante l'involuppo delle sollecitazioni allo Stato Limite ultimo alla base del pilastro d'angolo:

$$N_{sd} = 75 \text{ kN (compressione)}$$

$$M_{33sd} = 39 \text{ kNm}$$

$$M_{22sd} = 9 \text{ kNm}$$

Risulta:

$$\sigma_c = -7.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 198 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{sd} = 198 \text{ N/mm}^2 \times 245 \text{ mm}^2 = 48.5 \text{ kN (massima trazione sul tirafondo)}$$

$$N_{Rd} = 96 \text{ kN} > N_{sd} = 48.5 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le massime sollecitazioni sono pari a:

$$V_{22sd} = 23.0 \text{ kN}$$

$$V_{33sd} = 0.70 \text{ kN}$$

Risulta:

$$V_{sd} = (V_{22sd}^2 + V_{33sd}^2)^{0.5} = 23.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 31 \text{ kN} > V_{sd} = 23.1 \text{ kN}$$

14.6.7.1 Minime distanze dal bordo libero e armatura minima

Per tirafondi M20 la distanza minima dal bordo del basamento risulta pari a 70 mm: nel caso in esame la distanza minima dal bordo risulta di 450 mm e la verifica è quindi ampiamente soddisfatta.


L'armatura minima trasversale richiesta per contrastare l'eventuale rottura per strappo dei tirafondi è pari a $A_{sh} = 118 \text{ mm}^2$. L'armatura orizzontale minima disposta all'interno del potenziale cono di rottura in entrambe le direzioni è pari a $2\phi 12$ ($A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{sh}$).

14.6.7.2 Verifica spessore della piastra

Considerando che la distanza massima tra un irrigidente e il tirafondo è di 60 mm, lo spessore della piastra è pari a:

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{3 \cdot k \cdot f_{cu} \cdot L^2 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 0.67 \cdot 1.587 \cdot 6.0^2 \cdot 1.05}{35.5}} = 1.8 \text{ cm}$$

Si adotta una piastra di spessore 20 mm.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 164 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

14.7. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della stazione di Ispessimento dinamico.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

14.7.1. Analisi dei carichi

Si calcola il peso complessivo scaricato al di sotto del basamento di fondazione:

- Peso proprio basamento: $G_{k1} = 972 \text{ kN}$
- Peso proprio carpenteria metallica $G_{k2} = 90 \text{ kN}$
- Peso permanenti portati (copertura): $G_{k3} = 163 \text{ kN}$
- Peso pannelli pareti perimetrali: $G_{k4} = 50 \text{ kN}$
- Peso neve in copertura: $Q_{\text{Neve}} = 196 \text{ kN}$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti il carico trasmesso al di sotto del basamento di fondazione vale quindi:

$$P_{\text{SLU}} = 1.30 \times (972 + 90 + 163 + 50) \text{ kN} + 1.5 \times 196 \text{ kN} = 1952 \text{ kN}$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{\text{SLU,SIS}} = 1.00 \times [1.056 \times (972 + 90 + 163 + 50)] = 1347 \text{ kN}$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:


$$P_{\text{SLE}} = 1.00 \times (972 + 90 + 163 + 50) \text{ kN} + 1.0 \times 196 \text{ kN} = 1471 \text{ kN}$$

14.7.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Allo S.L.U. in condizioni persistenti il carico trasmesso al di sotto del basamento di fondazione vale $P_{\text{SLU}} = 1952 \text{ kN}$ e pertanto la pressione media scaricata sotto la trave continua di fondazione vale $q_d = 1952 \text{ kN} / (1.2 \text{ m} \times 54 \text{ m}) = 30 \text{ kN/m}^2$.

La trave continua di fondazione presenta larghezza $B = 1.20 \text{ m}$ e altezza $H = 0.60 \text{ m}$.

Il piano di fondazione si trova a 0.60 m dal piano campagna. I carichi limite e di esercizio si possono stimare mediante note relazioni riportate nella letteratura geotecnica.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 165 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

In particolare, il carico limite unitario del complesso fondazione-terreno, è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi (1943) nell'ipotesi di fondazione nastriforme su terreno non coesivo. Si considera il caso di carico verticale e centrato. La formula generale è:

$$q_{lim} = q \times N_q \times s_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

I coefficienti di portata secondo Vesic per $\phi = 30^\circ$ valgono:

$$N_q = 18.4; \quad N_\gamma = 22.4$$

per cui:

$$q_{lim} = (18 \times 0.6) \times 18.4 \times 1.00 + 0.5 \times 18 \times 1.2 \times 22.4 \times 1.00 = 440 \text{ kN/m}^2$$

avendo posto i coefficienti di forma s_q e s_γ unitari trattandosi di fondazione nastriforme.

Considerando l'approccio 2 il coefficiente di sicurezza è pari a $\gamma_{R3} = 2.3$ da cui si ricava:

$$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{R3} = 440 / 2.3 = 191 \text{ kN/m}^2 > q_d = 30 \text{ kN/m}^2$$

14.7.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

La verifica a scorrimento del capannone è soddisfatta se $H < N \cdot \tan \Phi$, dove H è la sommatoria delle forze orizzontali dovute al sisma e N è il peso totale della struttura. Si trascura, a favore di sicurezza, la spinta passiva sulle strutture di fondazione.

La sommatoria delle forze orizzontali H , a favore di sicurezza, si calcola come:

$$H = N \times a_g \times F_0 \times S_s$$

con $N = 1275 \text{ kN}$ pari alla somma di pesi propri e carichi permanenti.


Risulta:

$$H = 1275 \times 0.075 \times 2.555 \times 1.5 = 366 \text{ kN} < N \cdot \tan \Phi = 1275 \cdot \tan 30^\circ = 736 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a 2.00.

14.7.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Allo S.L.E. il massimo cedimento si verifica nei pilastri intermedi (quelli maggiormente caricati) e vale circa 10 mm, valore pienamente tollerabile dalle strutture soprastanti.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 166 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15. ANALISI STRUTTURALE STAZIONE DI ISPESSIMENTO

15.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap.3.5, la stazione di ispessimento dinamico si configura come un basamento in calcestruzzo armato di dimensioni in pianta $L \times B = 9.20 \times 6.20$ m e spessore 40 cm completato da una tettoia in carpenteria metallica con altezza utile (sottotrave) pari a 4.00 m.

La struttura di copertura è costituita da un telaio in carpenteria metallica composto da 6 colonne tubolari $\square 140 \times 10$ (3+3 in direzione trasversale y e 2+2+2 in direzione longitudinale x) e da un reticolo di travi in copertura sempre costituito da elementi tubolari $\square 140 \times 10$ e controventato da tiranti a croce tubolari DN76.1 mm, sp. 3.2 mm.

Il manto di copertura è costituito da una lamiera tipo Riverclack “550” disposta a doppia falda con pendenza del 2% su appositi arcarecci costituiti da profili tipo omega.


L’analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l’ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.* Il modello di calcolo è realizzato tramite l’utilizzo di elementi BEAM e SHELL aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Pilastri: tubolari $\square 140 \times 10$
- Travi: tubolari $\square 140 \times 10$
- Controventi: tubi DN76.1mm, sp 3.2mm
- Basamento: sp. 40 cm

Nell’analisi strutturale, di cui nell’immagine seguente si riporta una vista 3-D del modello di calcolo, le colonne vengono considerate incastrate alla base nel basamento in calcestruzzo e tutti gli elementi in carpenteria metallica vengono considerati saldati tra loro.

L’interazione terreno struttura all’interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 167 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

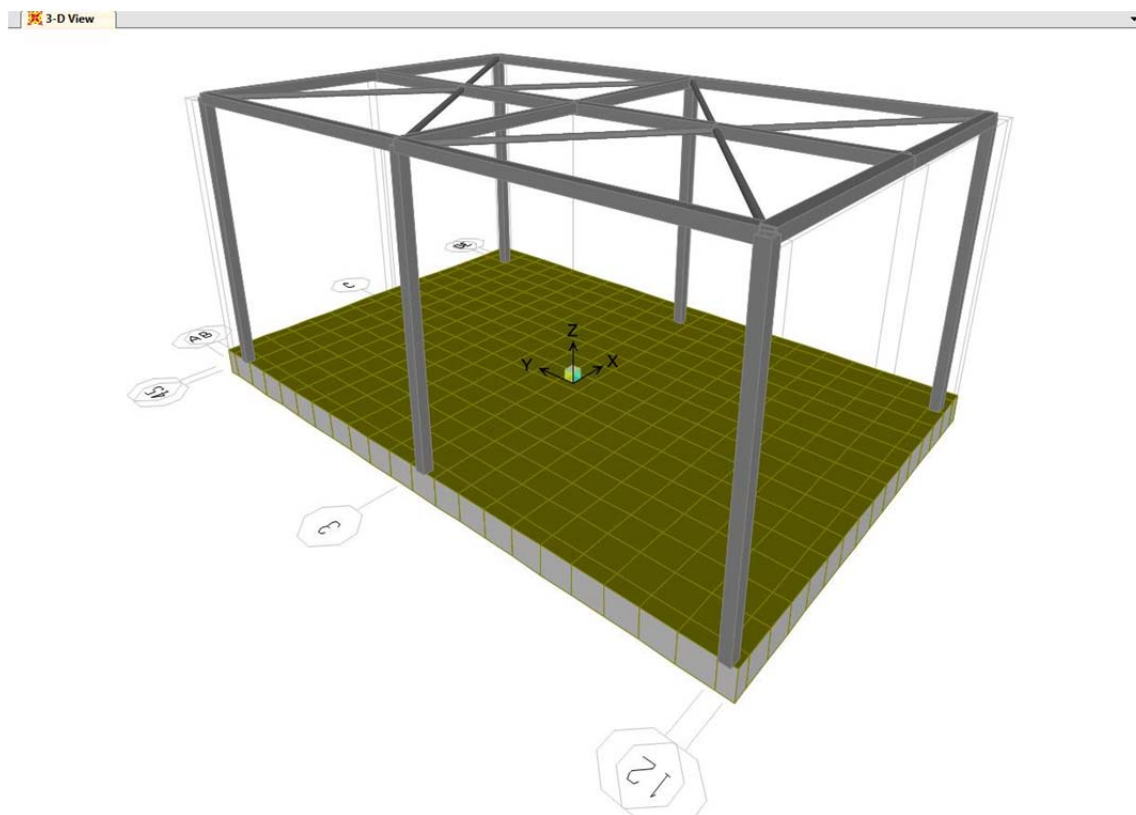



FIG. 15.1 –ISPESSIMENTO - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 168 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico dell'acciaio di 78.5 kN/m^3 e del calcestruzzo di 25 kN/m^3 ;
2. **Permanenti portati:** peso della copertura (costituita da arcarecci, controventi e manto in lamiera tipo Riverclack o equivalente) valutato cautelativamente in ragione di 1.00 kN/m^2 ed applicato sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali secondo le corrispondenti aree di influenza (vedere figura seguente);

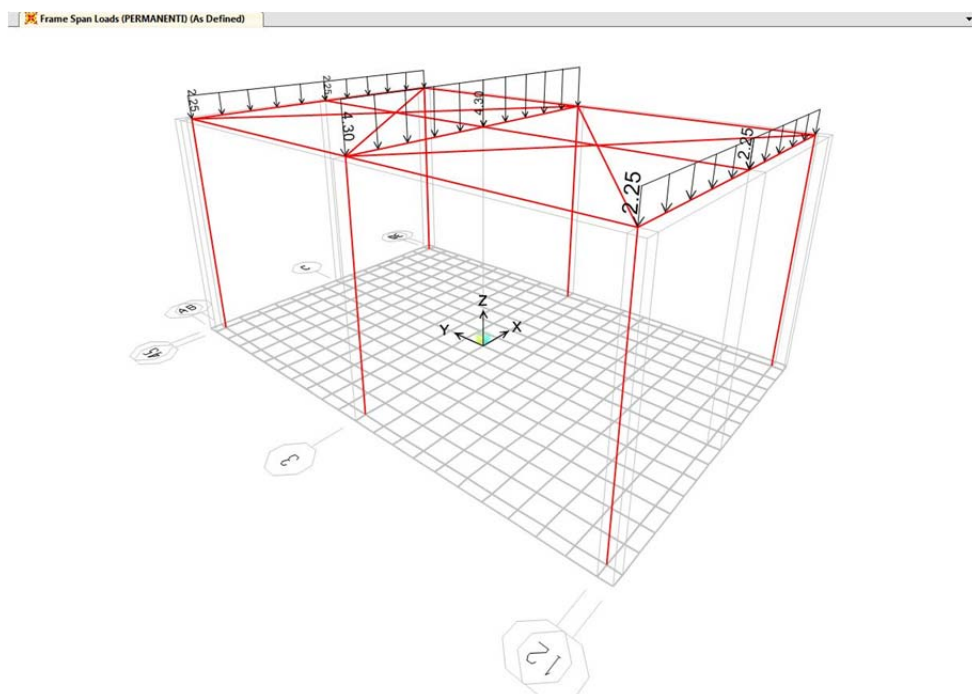



FIG. 15.2 - ISPESAMENTO - PERMANENTI PORTATI

3. **Carico variabile in copertura:** sovraccarico accidentale in copertura (classificata come cat. H1 "Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione") pari a $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$ ed applicato sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali secondo le corrispondenti aree di influenza (vedere figura seguente);

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 169 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

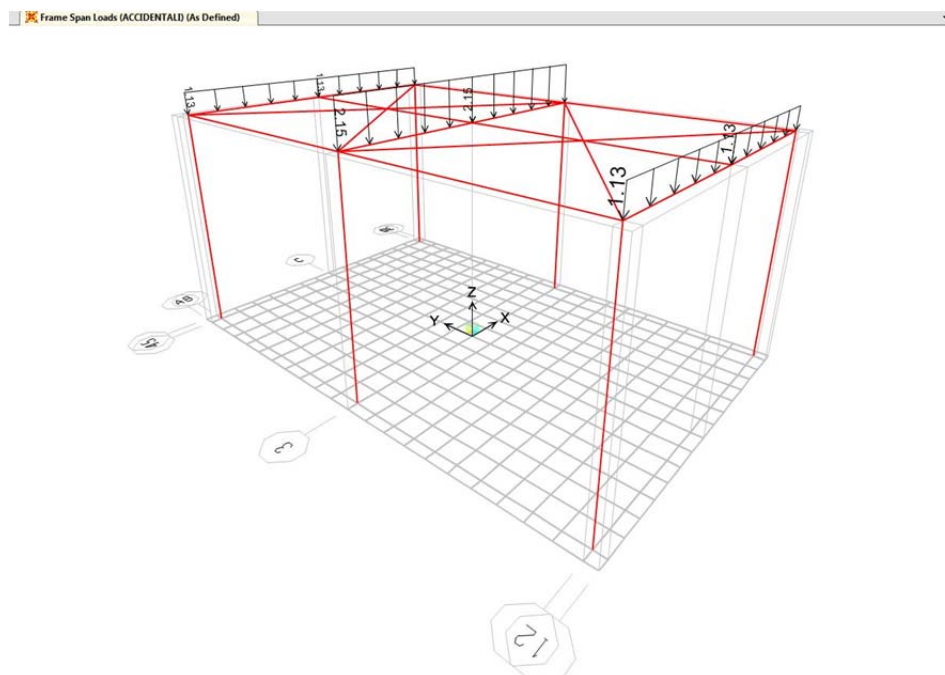


FIG. 15.3 - ISPESAMENTO – CARICO VARIABILE IN COPERTURA

4. **Azione della Neve:** sovraccarico dovuto alla neve pari a $q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$ ed applicato sotto forma di carico lineare uniforme sulle travature principali secondo le corrispondenti aree di influenza (vedere figura seguente);

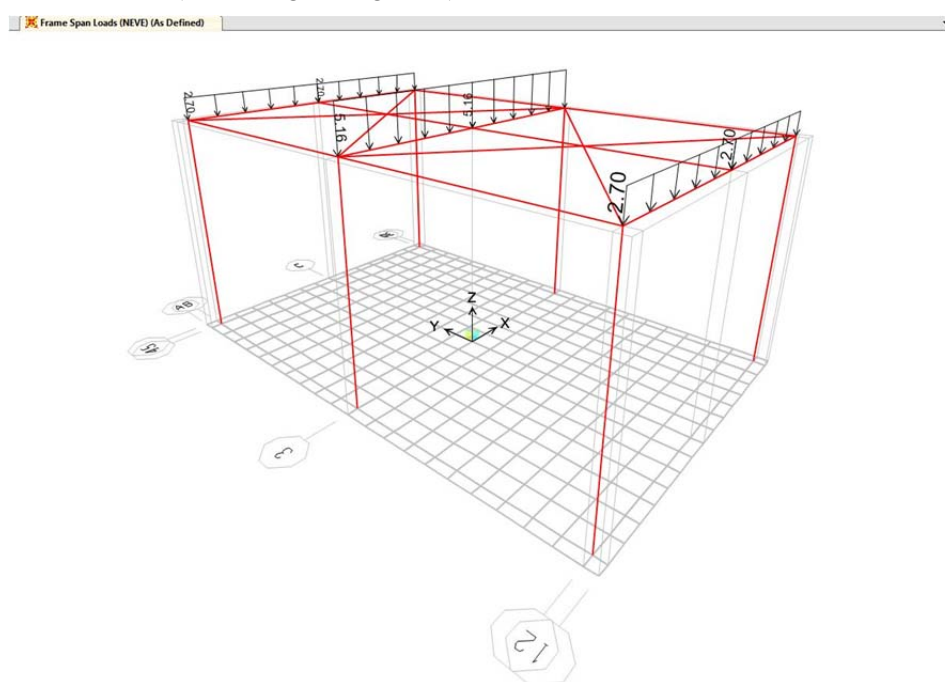



FIG. 15.4 - ISPESAMENTO – AZIONE DELLA NEVE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 171 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

8. **Carico termico:** si considera una variazione termica uniforme pari a $Q_T = \pm 25^\circ\text{C}$ applicata su tutti gli elementi della struttura. Si considerano due distinte condizioni di carico, una per la variazione termica positiva ($+25^\circ\text{C}$) ed una per la variazione termica negativa (-25°C). Cautelativamente non si considera carico termico sul basamento in calcestruzzo.
9. **Sisma su strutture (stato limite di collasso):** l'azione sismica viene considerata, in entrambe le direzioni orizzontali (trasversale e longitudinale al capannone) applicando le accelerazioni desunte dallo spettro sismico di normativa allo stato limite di collasso per il sito in oggetto (vedere figura seguente);

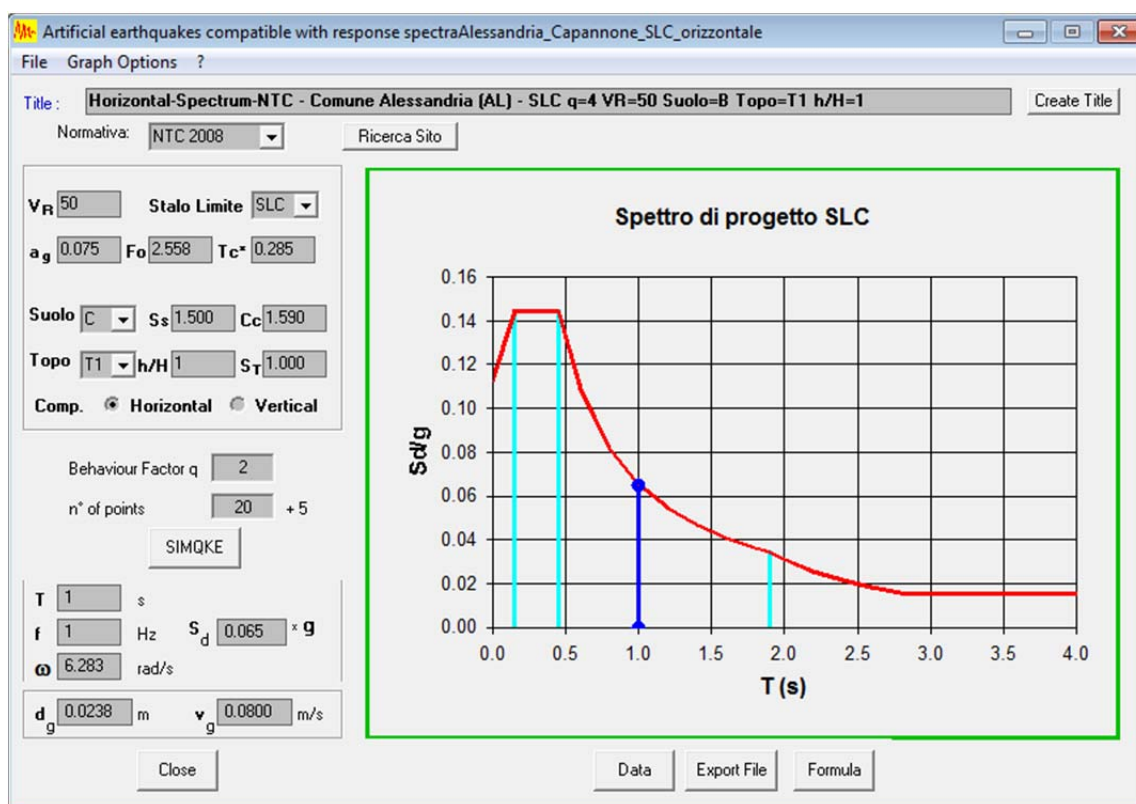



FIG. 15.7 - ISPESSENTAMENTO – SPETTRO DI PROGETTO SLC

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 172 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


15.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni in modo da massimizzare sempre gli effetti sulla struttura. Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della copertura.

15.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti

| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 22 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 23 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 25 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 26 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 29 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 31 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 34 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 35 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 36 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 37 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 38 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 173 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 39 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 40 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 41 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 42 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 44 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 45 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 46 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 47 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 48 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 49 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 50 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 51 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 52 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 53 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 54 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 55 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 56 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 57 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 58 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 59 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 60 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 61 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 62 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 63 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 64 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 65 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |

15.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |

15.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 174 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Permanenti | Accidentali | Neve | Vento X | Vento Y | Termica + | Termica - | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|------------|-------------|------|---------|---------|-----------|-----------|---------|---------|
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 25 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

15.4. Analisi modale

Per l'analisi sismica è stata condotta un'analisi dinamica: sono stati calcolati i primi 12 modi di vibrare in modo da avere una partecipazione delle masse superiore al 75% per tutte le direzioni di movimento orizzontale. Di seguito si riportano i risultati dell'analisi modale:

| Modo | Periodo Sec | Frequenza 1/sec | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|------|----------------|--------------------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 0.230 | 4.357 | 0.04219 | 0.00000 | 0.04219 | 0.00000 |
| 2 | 0.209 | 4.774 | 0.00000 | 0.04080 | 0.04219 | 0.04080 |
| 3 | 0.178 | 5.626 | 0.00004 | 0.00000 | 0.04223 | 0.04080 |
| 4 | 0.131 | 7.648 | 0.00000 | 0.00000 | 0.04223 | 0.04080 |
| 5 | 0.128 | 7.819 | 0.00000 | 0.00192 | 0.04223 | 0.04272 |
| 6 | 0.125 | 7.975 | 0.00290 | 0.00000 | 0.04512 | 0.04273 |
| 7 | 0.081 | 12.379 | 0.00000 | 0.00000 | 0.04513 | 0.04273 |
| 8 | 0.066 | 15.163 | 0.00000 | 0.00000 | 0.04513 | 0.04273 |
| 9 | 0.055 | 18.256 | 0.00001 | 0.00000 | 0.04514 | 0.04273 |
| 10 | 0.054 | 18.562 | 0.00003 | 0.00000 | 0.04517 | 0.04273 |
| 11 | 0.049 | 20.579 | 0.00375 | 0.00019 | 0.04892 | 0.04292 |
| 12 | 0.048 | 20.679 | 0.72365 | 0.03636 | 0.77257 | 0.07928 |

Come si può notare dai periodi propri di vibrare, tutti inferiori a 0.25 sec, la copertura è rigida. Nelle figure seguenti vengono visualizzati i primi tre modi principali con i relativi periodi di oscillazione.

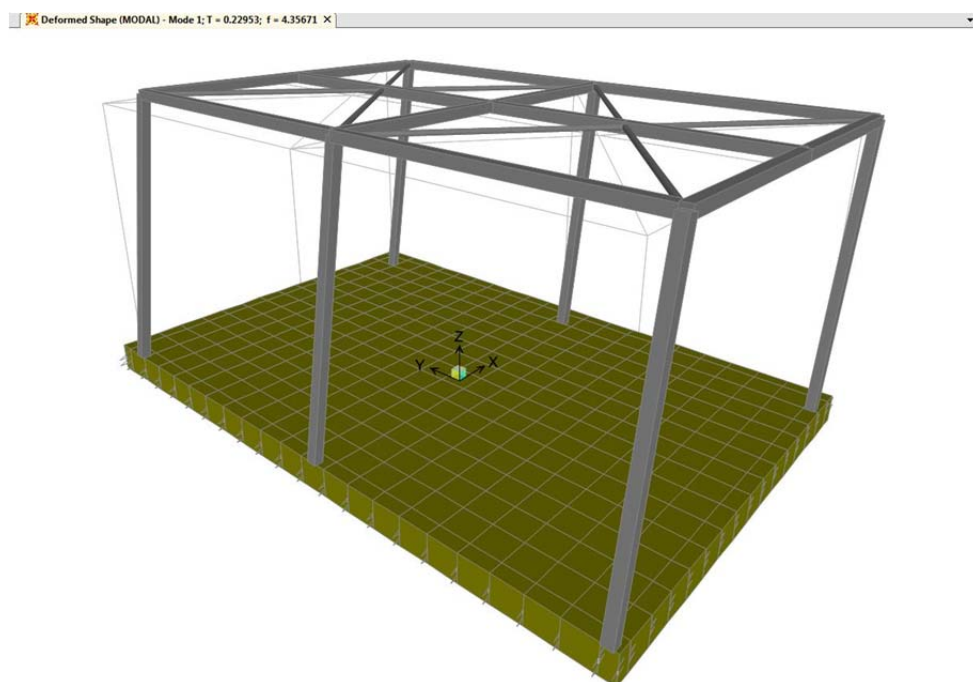



FIG. 15.8 - ISPESSENTO – ANALISI MODALE – MODO I

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 176 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

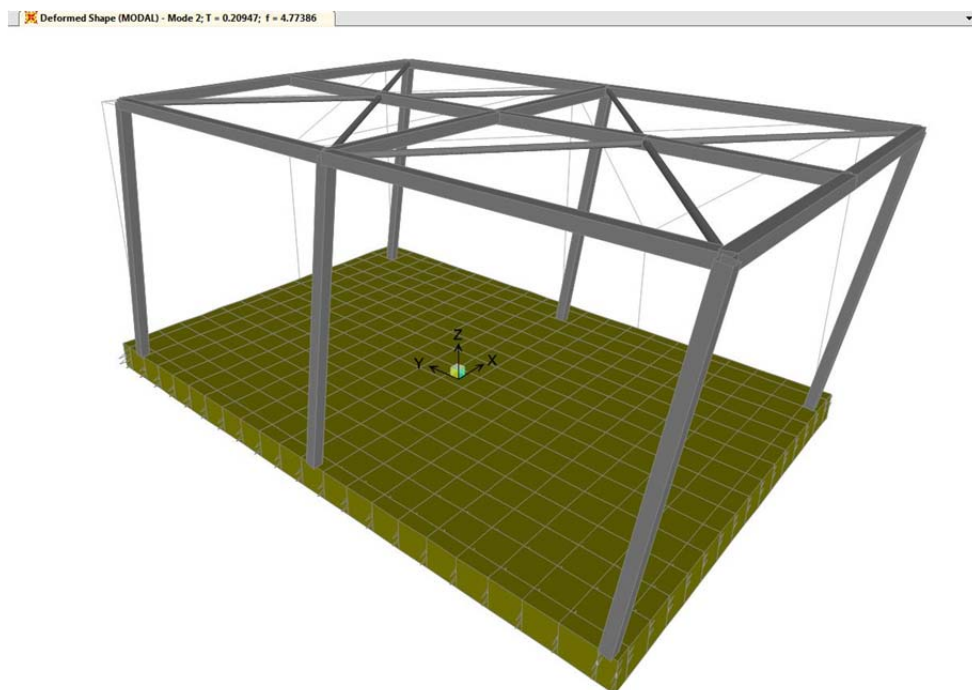


FIG. 15.9 - ISPESSENTO – ANALISI MODALE – MODO II

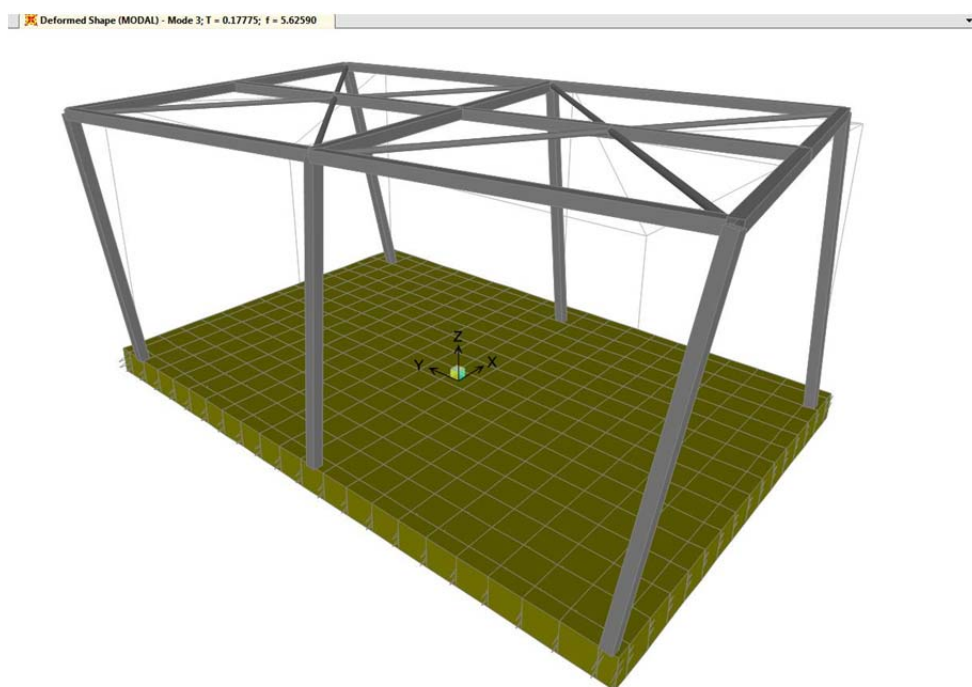



FIG. 15.10 - ISPESSENTO – ANALISI MODALE – MODO III

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 177 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15.5. Sollecitazioni SLU

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini momento flettente per il basamento in calcestruzzo e di momento flettente, azione assiale ed azione di taglio per la carpenteria metallica.

Le sollecitazioni sono relative all'involuppo delle combinazioni di carico S.L.U. (persistenti e sismiche).

15.5.1. Basamento

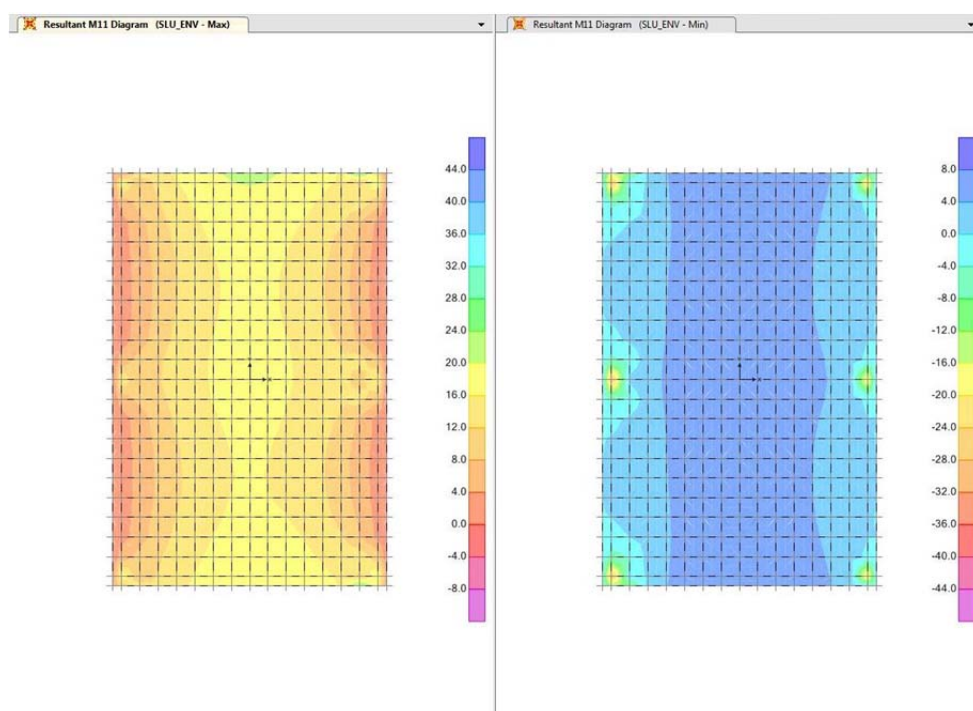



FIG. 15.11 - ISPESIMENTO– BASAMENTO – INVILUPPO SLU M11

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 178 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

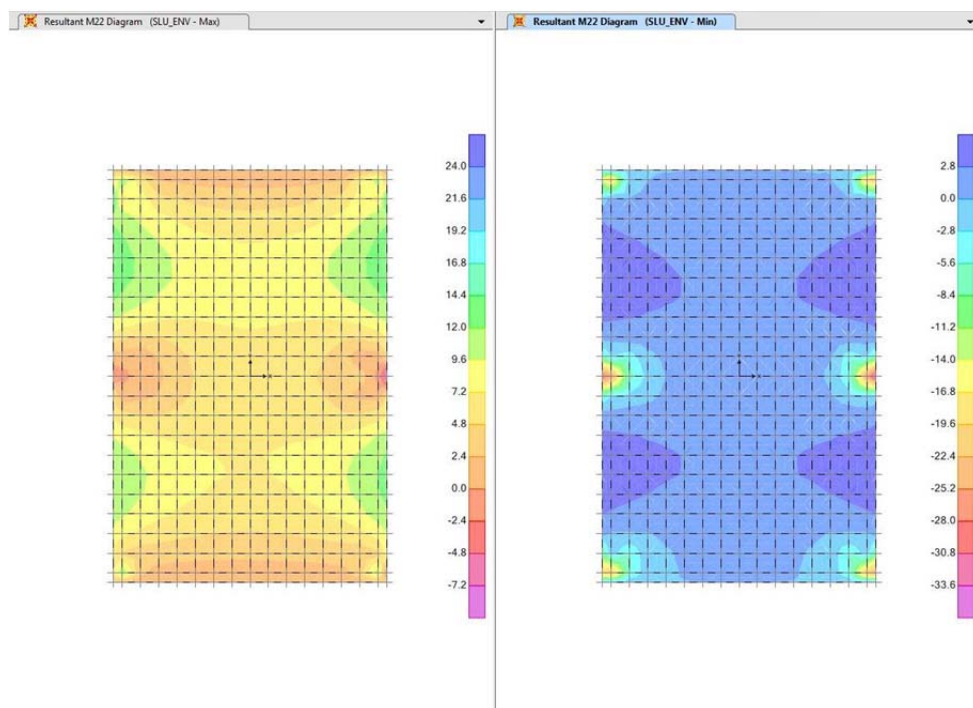



FIG. 15.12 - ISPESAMENTO– BASAMENTO – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 180 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

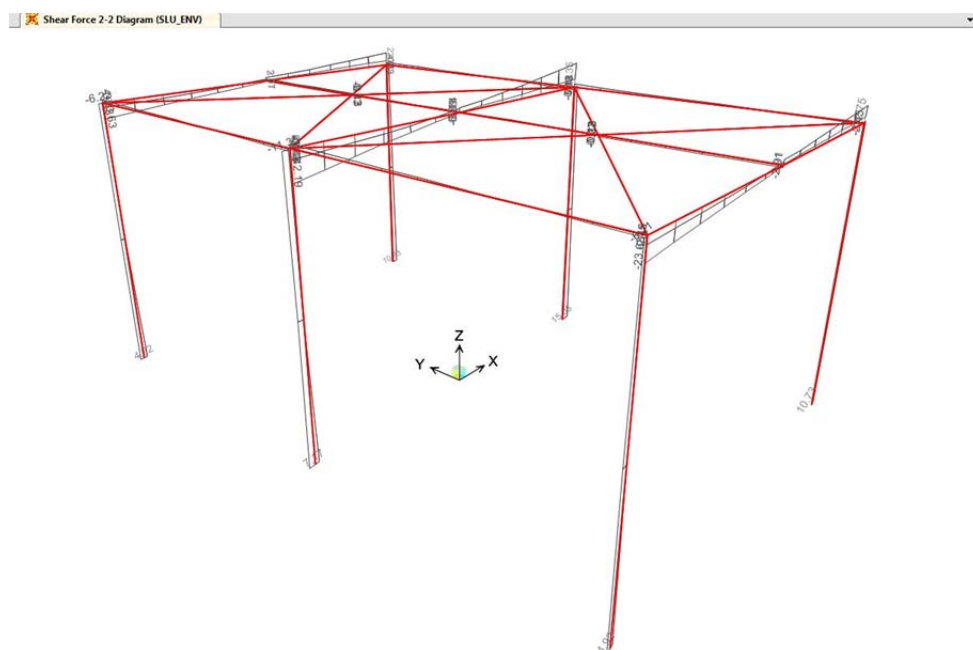


FIG. 15.15 - ISPESAMENTO - CARPENTERIA METALLICA – INVILUPPO SLU V22

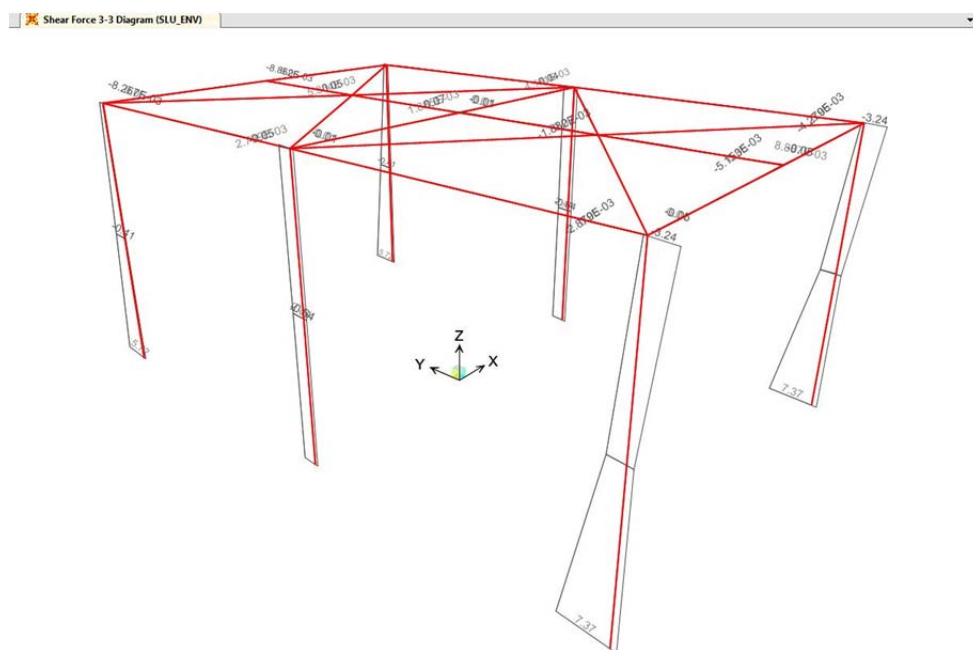



FIG. 15.16 - ISPESAMENTO - CARPENTERIA METALLICA – INVILUPPO SLU V33

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 181 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

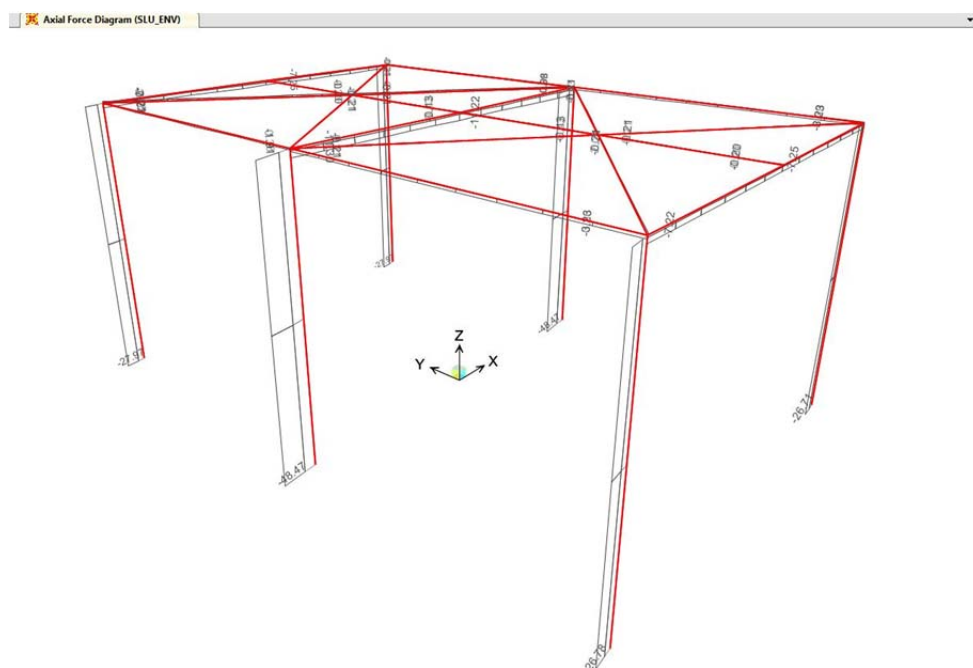



FIG. 15.17 - ISPESAMENTO - CARPENTERIA METALLICA – INVILUPPO SLU N

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 182 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15.6. Verifiche strutturali

15.6.1. Basamento - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Il basamento di fondazione, di spessore 40 cm, viene armato con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 15.1: ISPESSIMENTO – BASAMENTO - VERIFICHE SLU A FLESSIONE


| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 25 | -28 | 14 | -35 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 83.00 | -83.00 | 83.00 | -83.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 3.32 | 2.96 | 5.93 | 2.37 |

TAB. 15.2: ISPESSIMENTO – BASAMENTO - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 150 | 120 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 162.00 | 159.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

15.6.2. Basamento - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In favore di sicurezza l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 183 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 15.3: ISPESSENTO – BASAMENTO - VERIFICHE SLE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 17 | -19 | 10 | -24 |
| σ _c [N/mm ²] | -1.40 | -1.60 | -0.90 | -2.20 |
| σ _s [N/mm ²] | 91.00 | 102.00 | 56.00 | 133.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

15.6.3. Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le verifiche vengono svolte in automatico. L'elemento più sollecitato è la trave posta in direzione X sull'allineamento 2 ($r = 0.368 < 1.0$).

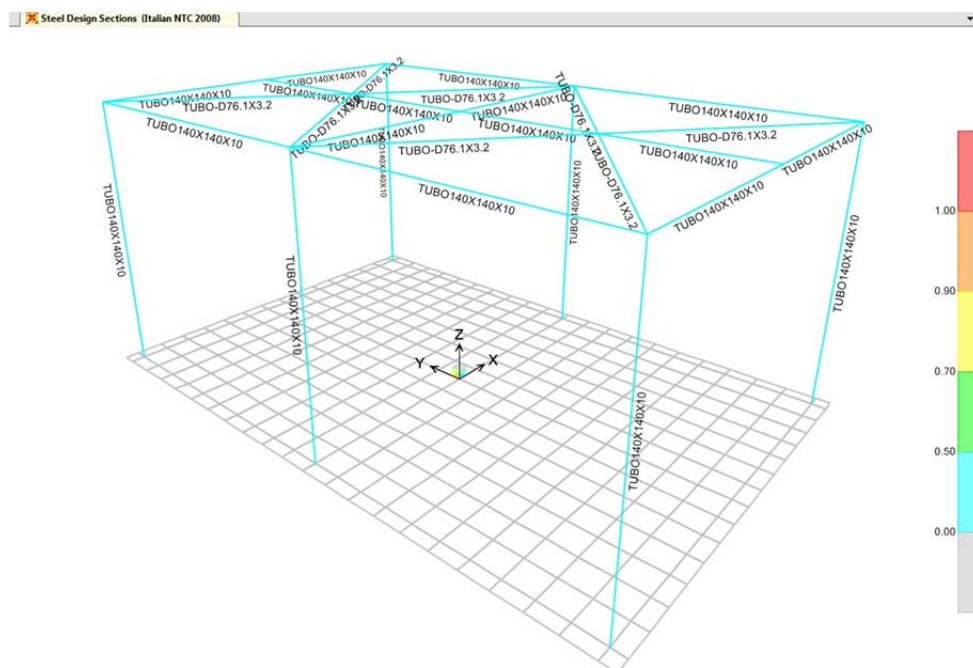



FIG. 15.18 - ISPESSENTO – VERIFICHE SLU

Si riportano quindi le verifiche dettagliate degli elementi (pilastro e trave) più sollecitati.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 184 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

PILASTRO

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|--------------------------------|--------------|----------------------------|----------------------|
| Frame : 8 | X Mid: 2.800 | Combo: SLU_05 | Design Type: Column |
| Length: 4.100 | Y Mid: 0.000 | Shape: TUBO140X140X10 | Frame Type: InvPend |
| Loc : 4.100 | Z Mid: 2.050 | Class: Class 1 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method 2 (Annex B) | | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No |
| Ignore Seismic Code? No | | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q=2.00 | Omega=1.00 | GammaOV=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |

| | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------------|-------------------|
| Aeff=0.005 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | | |
| A=0.005 | Iyy=1.473E-05 | iyy=0.053 | Wel,yy=2.104E-04 | Weff,yy=2.104E-04 |
| It=2.197E-05 | Izz=1.473E-05 | izz=0.053 | Wel,zz=2.104E-04 | Weff,zz=2.104E-04 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.140 | Wpl,yy=2.540E-04 | Av,z=0.003 |
| E=210000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=2.540E-04 | Av,y=0.003 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
|----------|---------|---------|------------|-------|-------|-----------|
| 4.100 | -40.844 | -27.659 | -1.073E-04 | 9.250 | 0.000 | 1.438E-04 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

| Governing Equation | Total Ratio | N Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check |
|--------------------|-------------|---------|--------------|--------------|-------------|--------------|
| 6.2.9.1(6y) | 0.322 | = 0.023 | + 0.322 | + 0.000 | 0.950 | OK |

AXIAL FORCE DESIGN


| | Ned Force | Nc,Rd Capacity | Nt,Rd Capacity | | | | |
|--------------|-----------|----------------|----------------|-----------|-------|-------|----------|
| Axial | -40.844 | 1758.095 | 1758.095 | | | | |
| | Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | Ncr,TF | An/Ag | | |
| | 1758.095 | 1909.440 | 313217.923 | 304.522 | 1.000 | | |
| | Curve | Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Chi | Nb,Rd |
| Major (y-y) | a | 0.210 | 304.522 | 2.462 | 3.768 | 0.151 | 265.513 |
| MajorB(y-y) | a | 0.210 | 2253.346 | 0.905 | 0.984 | 0.731 | 1284.406 |
| Minor (z-z) | a | 0.210 | 384.550 | 2.191 | 3.109 | 0.188 | 330.754 |
| MinorB(z-z) | a | 0.210 | 2673.777 | 0.831 | 0.911 | 0.778 | 1367.041 |
| Torsional TF | a | 0.210 | 304.522 | 2.462 | 3.768 | 0.151 | 265.513 |

MOMENT DESIGN

| | Med Moment | Med,span Moment | Mc,Rd Capacity | Mv,Rd Capacity | Mn,Rd Capacity | Mb,Rd Capacity | |
|-------------|------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------|
| Major (y-y) | -27.659 | -27.659 | 85.876 | 85.876 | 85.876 | 83.952 | |
| Minor (z-z) | 0.000 | 4.151E-04 | 85.876 | 85.876 | 85.876 | | |
| | Curve | AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
| LTB | d | 0.760 | 0.229 | 0.537 | 0.978 | 2.088 | 1725.183 |
| | kyy | kyz | kzy | kzz | | | |
| Factors | 0.409 | 0.304 | 0.245 | 0.506 | | | |

SHEAR DESIGN

| | Ved Force | Vc,Rd Capacity | Stress Ratio | Status Check | Ted Torsion |
|-----------|-----------|----------------|--------------|--------------|-------------|
| Major (z) | 9.250 | 507.518 | 0.018 | OK | 0.000 |
| Minor (y) | 0.000 | 507.518 | 0.000 | OK | 0.000 |
| | Vpl,Rd | Eta | LambdabarW | | |
| Reduction | 507.518 | 1.000 | 0.171 | | |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 185 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TRAVERE

Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

| | | | |
|--------------------------------|--------------|----------------------------|----------------------|
| Frame : 13 | X Mid: 1.400 | Combo: SLU_05 | Design Type: Beam |
| Length: 2.800 | Y Mid: 0.000 | Shape: TUBO140X140X10 | Frame Type: InvPend |
| Loc : 2.800 | Z Mid: 4.100 | Class: Class 1 | Rolled : Yes |
| Interaction=Method 2 (Annex B) | | MultiResponse=Envelopes | P-Delta Done? No |
| Ignore Seismic Code? No | | Ignore Special EQ Load? No | D/P Plug Welded? Yes |
| GammaM0=1.05 | GammaM1=1.05 | GammaM2=1.25 | |
| q=2.00 | Omega=1.00 | GammaOV=1.10 | |
| An/Ag=1.00 | RLLF=1.000 | PLLF=0.750 | D/C Lim=0.950 |

| | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------------|-------------------|
| Aeff=0.005 | eNy=0.000 | eNz=0.000 | | |
| A=0.005 | Iyy=1.473E-05 | iyy=0.053 | Wel,yy=2.104E-04 | Weff,yy=2.104E-04 |
| It=2.197E-05 | Izz=1.473E-05 | izz=0.053 | Wel,zz=2.104E-04 | Weff,zz=2.104E-04 |
| Iw=0.000 | Iyz=0.000 | h=0.140 | Wpl,yy=2.540E-04 | Av,z=0.003 |
| E=210000000.0 | fy=355000.000 | fu=510000.000 | Wpl,zz=2.540E-04 | Av,y=0.003 |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Ned | Med,yy | Med,zz | Ved,z | Ved,y | Ted |
|----------|---------|---------|-----------|--------|-------|------------|
| 2.800 | -11.224 | -29.930 | 6.964E-04 | 37.864 | 0.000 | -1.984E-04 |

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

| Governing Equation | Total Ratio | N Ratio | MMajor Ratio | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check |
|--------------------|-------------|---------|--------------|--------------|-------------|--------------|
| 6.3.3(4)-6.61 | 0.368 | = 0.015 | + 0.353 | + 0.000 | 0.950 | OK |

AXIAL FORCE DESIGN


| | Ned Force | Nc,Rd Capacity | Nt,Rd Capacity | | | |
|--------------|-------------|----------------|----------------|---------|-------|----------|
| Axial | -11.224 | 1758.095 | 1758.095 | | | |
| | Npl,Rd | Nu,Rd | Ncr,T | Ncr,TF | An/Ag | |
| | 1758.095 | 1909.440 | 313217.923 | 973.522 | 1.000 | |
| | Curve Alpha | Ncr | LambdaBar | Phi | Chi | Nb,Rd |
| Major (y-y) | a 0.210 | 973.522 | 1.377 | 1.572 | 0.429 | 754.766 |
| MajorB(y-y) | a 0.210 | 973.522 | 1.377 | 1.572 | 0.429 | 754.766 |
| Minor (z-z) | a 0.210 | 3894.088 | 0.689 | 0.788 | 0.853 | 1499.771 |
| MinorB(z-z) | a 0.210 | 3894.088 | 0.689 | 0.788 | 0.853 | 1499.771 |
| Torsional TF | a 0.210 | 973.522 | 1.377 | 1.572 | 0.429 | 754.766 |

MOMENT DESIGN

| | Med Moment | Med,span Moment | Mc,Rd Capacity | Mv,Rd Capacity | Mn,Rd Capacity | Mb,Rd Capacity |
|-------------|---------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Major (y-y) | -29.930 | -29.930 | 85.876 | 85.876 | 85.876 | 85.876 |
| Minor (z-z) | 0.000 | 6.964E-04 | 85.876 | 85.876 | 85.876 | |
| | Curve AlphaLT | LambdaBarLT | PhiLT | ChiLT | C1 | Mcr |
| LTB | d 0.760 | 0.137 | 0.486 | 1.000 | 1.824 | 4795.191 |
| | kyy | kyz | kzy | kzz | | |
| Factors | 1.012 | 0.241 | 0.607 | 0.401 | | |

SHEAR DESIGN

| | Ved Force | Vc,Rd Capacity | Stress Ratio | Status Check | Ted Torsion |
|-----------|-----------|----------------|--------------|--------------|-------------|
| Major (z) | 37.864 | 507.518 | 0.075 | OK | 0.000 |
| Minor (y) | 0.000 | 507.518 | 0.000 | OK | 0.000 |
| | Vpl,Rd | Eta | LambdabarW | | |
| Reduction | 507.518 | 1.000 | 0.171 | | |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 186 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

| | VMajor Left | VMajor Right |
|------------|----------------|-----------------|
| Major (V2) | 3.310 | 39.287 |

15.6.1. Carpenteria metallica - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

L'abbassamento massimo in esercizio della carpenteria metallica, al netto del cedimento del terreno di fondazione, è pari a: $1.2 \text{ mm} < 560 / 500 = 11 \text{ mm}$.

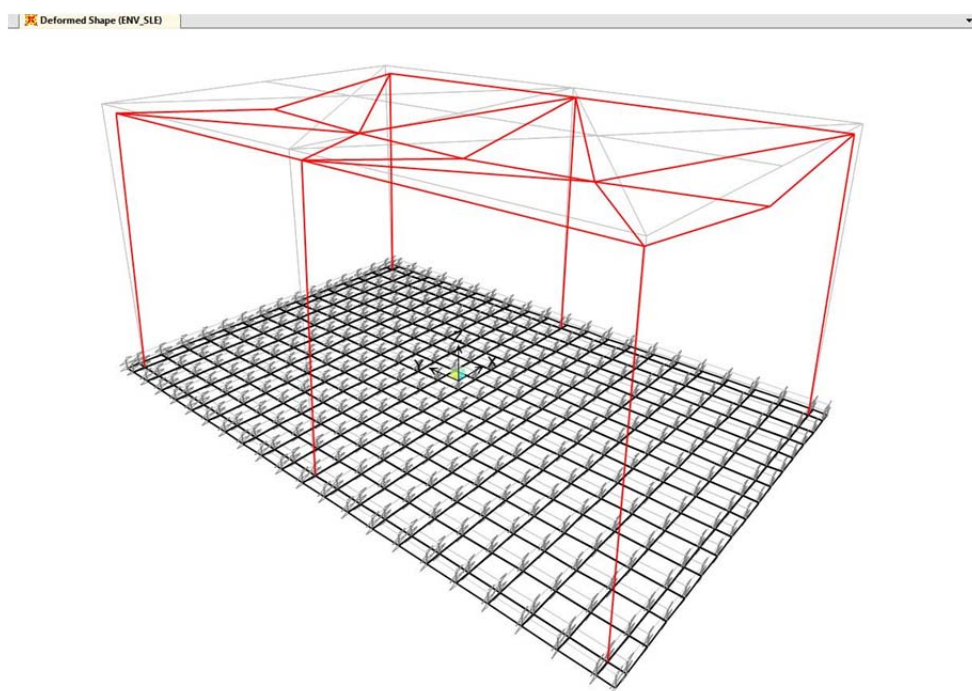



FIG. 15.19 - ISPESSIMENTO - DEFORMATA SLE

15.6.1. Pannelli di copertura – Verifica strutturale

La copertura è costituita da pannelli tipo Riverclack 550 (o similare) in alluminio naturale (spessore 7/10 mm) disposti ad interasse multiplo su luce $L = 0.825 \text{ m}$.

Sui pannelli agiscono:

- il peso proprio $p_{\text{pannelli}} \cong 0.15 \text{ kN/m}^2$
- il sovraccarico accidentale (copertura cat. H1) $q_{\text{acc}} = 0.50 \text{ kN/m}^2$
- il sovraccarico dovuto alla neve: $q_{\text{neve}} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
- l'azione del vento che può generare:
 - una pressione rivolta verso il basso pari a: $q_{v+} = 0.8 \times 0.72 \text{ kN/m}^2 = 0.6 \text{ kN/m}^2$
 - una pressione rivolta verso l'alto pari a: $q_{v-} = -0.6 \times 0.72 \text{ kN/m}^2 = -0.43 \text{ kN/m}^2$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 187 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Applicando gli opportuni coefficienti di combinazione definiti dal D.M. 14/01/2008, allo S.L.U. il carico uniformemente distribuito agente sui pannelli è quindi valutabile in:

$$P_{SOLL,SLU} = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$

La tabella di dimensionamento dei pannelli tipo Riverclack 550 in alluminio naturale di spessore 7/10 mm individua, per interasse tra gli appoggi pari a 1.00 m (maggiore di quello effettivo del caso in esame pari a 0.825 m), un carico massimo:

$$P_{MAX,SLU} = 7.88 \text{ kN/m}^2 \gg P_{SOLL,SLU} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

15.6.1. Arcarecci – Verifica strutturale

La struttura secondaria su cui appoggiano i pannelli della copertura è costituita da arcarecci disposti in semplice appoggio (vincolo a cerniera) su luce di 4.30 m ad interasse $i = 0.825 \text{ m}$.

Al fine di garantire ai pannelli della copertura la necessaria pendenza, gli arcarecci sono costituiti da due distinte tipologie di profili Omega:

- Profili Omega 80×120×40 sp. 3 mm;
- Profili Omega 100×150×45 sp. 3 mm.

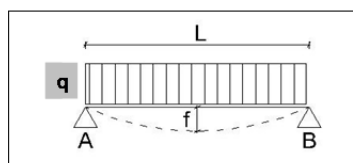
Dato che le azioni sollecitanti agenti sulle diverse tipologie di arcarecci sono le medesime, nel seguito si procede alla verifica dei profili più deboli (Omega 80×120×40 sp. 3 mm).

I carichi agenti sugli arcarecci sono:

- il peso proprio $p_{\text{arcarecci}} \cong 0.09 \text{ kN/m}$
- i permanenti portati (pannelli) $p_{\text{pannelli}} \cong 0.15 \text{ kN/m} \times 0.825 \text{ m} = 0.12 \text{ kN/m}$
- il sovraccarico accidentale (copertura cat. H1) $q_{\text{acc}} = 0.50 \text{ kN/m}^2 \times 0.825 \text{ m} = 0.41 \text{ kN/m}$
- il sovraccarico dovuto alla neve: $q_{\text{neve}} = 1.20 \text{ kN/m}^2 \times 0.825 \text{ m} = 0.99 \text{ kN/m}$
- l'azione del vento che può generare:
 - una pressione rivolta verso il basso pari a: $q_{v+} = 0.6 \text{ kN/m}^2 \times 0.825 \text{ m} = 0.50 \text{ kN/m}$
 - una pressione rivolta verso l'alto pari a: $q_{v-} = -0.43 \text{ kN/m}^2 \times 0.825 \text{ m} = -0.36 \text{ kN/m}$

Applicando i coefficienti di combinazione Ψ_{0i} definiti dal D.M. 14/01/2008, allo S.L.U. il carico accidentale agente sui pannelli risulta pari a $Q = 1.3 \text{ kN/m}^2$.

Come risulta dal tabulato di verifica riportato nel seguito, la verifica di resistenza risulta ampiamente soddisfatta.



L [m] 4.3 distanza fra gli appoggi
 g [kN/m] 0.21 carico permanente
 q [kN/m] 1.3 carico accidentale uniformemente distribuito
 Sed [kN/m] 2.223 Carico di progetto

q = carico uniformemente distribuito
 $S_{Ed} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot [\psi \cdot q]$
 S.L.U.
 $\gamma_G = 1.3$ $\gamma_Q = 1.5$ $\psi = 1$

Classe dell'acciaio

UNI EN 10025-2 - S275

f_{yk} [N/mm²] 275
 γ_{M0} 1

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{c,Rd} = f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4(1 - \lambda / \lambda_{el})) / \gamma_{M0} \quad \text{con } M_{c,Rd} \leq W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

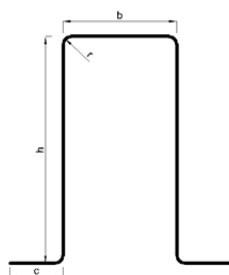


| | | |
|------------------------------|------------|-------------------------------------|
| M_{Ed} [kNm] | 5.13790875 | momento sollecitante in mezzera SLU |
| $M_{c,Rd}^I$ [kNm] | 10.39 | valido se $W_{eff} < W_{el}$ |
| $M_{c,Rd}^{II}$ [kNm] | 13.11 | valido se $W_{eff} = W_{el}$ |
| $M_{c,Rd}^{II\max}$ [kNm] | 12.55 | |
| W_{eff} [mm ³] | 37794.56 | |
| W_{el} [mm ³] | 39336.49 | |
| W_{pl} [mm ³] | 45624.92 | |
| λ / λ_{el} | 0.67 | |
| M_{Ed} [kNm] | \leq | $M_{c,Rd}$ [kNm] |
| 5.14 | | 10.39 |

sezione verificata

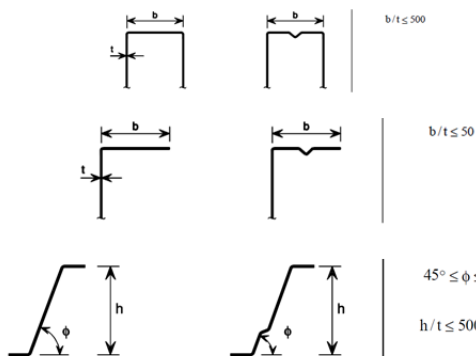
PROFILI A Ω CON IRRIGIDIMENTO INTERMEDIO - EN 1993-1-3 e EN 1993-1-5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE




| | | |
|-------------------|---------|-----------------------------------|
| b [mm] | 80 | larghezza della flangia superiore |
| h [mm] | 120 | altezza totale del profilo |
| c [mm] | 40 | larghezza delle flange inferiori |
| t [mm] | 3 | spessore |
| r [mm] | 3 | raggio interno dei raccordi |
| r_i [mm] | 3 | raggio medio dell'irrigidimento |
| r_m [mm] | 4.5 | |
| g [mm] | 1.32 | |
| ϕ [deg] | 90 | |
| $b_{p\,el1}$ [mm] | 74.364 | |
| $h_{p\,el2}$ [mm] | 114.364 | |
| $c_{p\,el3}$ [mm] | 37.182 | |

CONTROLLO GEOMETRIA



| | | |
|---------------------------|--------------------|----|
| b/t \leq | 500 | |
| 26.67 | | ok |
| c/t \leq | 50 | |
| 13.33 | | ok |
| h/t \leq | 500 | |
| 40.00 | | ok |
| r \leq | 5t | |
| 3.00 | 15 | ok |
| r \leq | 0.1b _{p1} | |
| 3.00 | 7.44 | ok |
| r \leq | 0.1h _{p1} | |
| 3.00 | 11.44 | ok |
| h/t \leq 500 sin ϕ | | |
| r \leq | 0.1c _{p1} | |
| 3.00 | 3.72 | ok |

sezione OK

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 189 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15.6.1. Collegamento colonna-basamento – Verifica strutturale

Il dimensionamento dei tirafondi viene condotto considerando una sezione di calcestruzzo di dimensioni pari a quelle della piastra di base ($B \times H = 35 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$) ed in cui l'armatura resistente è costituita dai soli tirafondi (2 + 2 M20 tipo PEIKKO HPM/L o equivalenti in acciaio ad aderenza migliorata B500B con resistenza a trazione $N_{Rd} = 96 \text{ kN}$ e resistenza a taglio $V_{Rd} = 31 \text{ kN}$).

Le sollecitazioni sono modeste: ai fini della verifica dei tirafondi risulta dimensionante l'involuppo delle sollecitazioni allo Stato Limite ultimo alla base del pilastro d'angolo ubicato all'incrocio degli allineamenti "2" e "D" del modello di calcolo:

$$N_{sd} = 27 \text{ kN (compressione)}$$

$$M_{33sd} = 17 \text{ kNm}$$

$$M_{22sd} = 9.2 \text{ kNm}$$

Risulta:

$$\sigma_c = -5.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 136 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{sd} = 136 \text{ N/mm}^2 \times 245 \text{ mm}^2 = 33.3 \text{ kN (massima trazione sul tirafondo)}$$

$$N_{Rd} = 96 \text{ kN} > N_{sd} = 33.3 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le massime sollecitazioni sono pari a:

$$V_{22sd} = 15.0 \text{ kN}$$

$$V_{33sd} = 2.40 \text{ kN}$$

Risulta:


$$V_{sd} = (V_{22sd}^2 + V_{33sd}^2)^{0.5} = 15.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 31 \text{ kN} > V_{sd} = 15.2 \text{ kN}$$

15.6.1.1 Minime distanze dal bordo libero e armatura minima

Per tirafondi M20 la distanza minima dal bordo del basamento risulta pari a 70 mm: nel caso in esame la distanza minima dal bordo risulta di 170 mm e la verifica è quindi ampiamente soddisfatta.

L'armatura minima trasversale richiesta per contrastare l'eventuale rottura per strappo dei tirafondi è pari a $A_{sh} = 118 \text{ mm}^2$. L'armatura orizzontale disposta all'interno del potenziale cono di rottura in entrambe le direzioni è pari a $2\phi 12$ ($A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{sh}$).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 190 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15.6.1.2 Verifica spessore della piastra

Considerando che la distanza massima tra un irrigidente e il tirafondo è di 60 mm, lo spessore della piastra è pari a:

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{3 \cdot k \cdot f_{cu} \cdot L^2 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 0.67 \cdot 1.587 \cdot 6.0^2 \cdot 1.05}{35.5}} = 1.8 \text{ cm}$$

Si adotta una piastra di spessore 20 mm.

15.7. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della stazione di Ispessimento dinamico.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

15.7.1. Analisi dei carichi

Si calcola il peso complessivo scaricato al di sotto del basamento di fondazione:

- Peso proprio basamento: $G_{k1} = 570 \text{ kN}$
- Peso proprio carpenteria metallica $G_{k2} = 28.5 \text{ kN}$
- Peso permanenti portati (copertura): $G_{k3} = 49.5 \text{ kN}$
- Peso impianti su basamento: $Q_{Imp} = 200 \text{ kN}$
- Peso neve in copertura: $Q_{Neve} = 59 \text{ kN}$


Allo S.L.U. in condizioni persistenti il carico trasmesso al di sotto del basamento di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times (570 + 28.5 + 49.5) \text{ kN} + 1.5 \times (200 + 59) \text{ kN} = 1231 \text{ kN}$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (570 + 28.5 + 49.5 + 200)] = 896 \text{ kN}$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times (570 + 28.5 + 49.5) \text{ kN} + 1.0 \times (200 + 59) \text{ kN} = 907 \text{ kN}$$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 191 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

15.7.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Allo S.L.U. in condizioni persistenti il carico trasmesso al di sotto del basamento di fondazione vale $P_{SLU} = 1231 \text{ kN}$ e pertanto la pressione media scaricata vale $q_d = 21.6 \text{ kN/m}^2$.

La fondazione del ricovero soffianti è un basamento di spessore 40 cm.

Il piano di fondazione si trova a circa 0.20 m dal piano campagna. I carichi limite e di esercizio si possono stimare mediante note relazioni riportate nella letteratura geotecnica.

In particolare, il carico limite unitario del complesso fondazione-terreno, è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi (1943) nell'ipotesi di fondazione a plinto su terreno non coesivo. Si considera il caso di carico verticale e centrato. La formula generale è:

$$q_{lim} = q \times N_q \times s_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

I coefficienti di portata secondo Vesic per $\theta = 30^\circ$ valgono:

$$N_q = 18.4; \quad N_\gamma = 22.4$$

per cui:

$$q_{lim} = (18 \times 0.2) \times 18.4 \times 1.39 + 0.5 \times 18 \times 1 \times 22.4 \times 0.73 = 240 \text{ kN/m}^2$$

Avendo posto i coefficienti di forma $s_q = 1.39$ e $s_\gamma = 0.73$.

Considerando l'approccio 2 il coefficiente di sicurezza è pari a $\gamma_{R3} = 2.3$ da cui si ricava:

$$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{R3} = 240 / 2.3 = 104 \text{ kN/m}^2 > q_d = 21.6 \text{ kN/m}^2$$

15.7.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

La verifica a scorrimento del ricovero soffianti è soddisfatta se $H < N \cdot \tan \Phi$, dove H è la sommatoria delle forze orizzontali dovute al sisma e N è il peso totale della struttura. Si trascura, a favore di sicurezza, la spinta passiva sulle strutture di fondazione.

La sommatoria delle forze orizzontali H , a favore di sicurezza, si calcola come:

$$H = N \times a_g \times F_0 \times S_s$$

con $N = 848 \text{ kN}$ pari alla somma di pesi propri e carichi permanenti.


Risulta:

$$H = 848 \times 0.075 \times 2.555 \times 1.5 = 244 \text{ kN} < N \cdot \tan \Phi = 848 \cdot \tan 30^\circ = 490 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a 2.00.

15.7.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Allo S.L.E. il massimo cedimento si verifica nel pilastro d'angolo e vale 5.4 mm valore pienamente tollerabile dalle strutture soprastanti.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 192 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16. ANALISI STRUTTURALE LOCALE SOFFIANTI

16.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

Come anticipato al precedente cap. 3.6, il Locale soffianti presenta dimensioni interne in pianta $B \times L = 6.10 \text{ m} \times 15.00 \text{ m}$ ed altezza utile interna $H = 3.50 \text{ m}$. La struttura è interamente realizzata in calcestruzzo armato.

La suola di fondazione presenta spessore di 40 cm, mentre le pareti in elevazione e la soletta della copertura piana presentano spessore di 30 cm; la suola di fondazione sborda inoltre rispetto al filo esterno delle pareti di 1 m in modo da realizzare un marciapiede che corre lungo l'intero perimetro dell'edificio.

La soletta di copertura sborda invece di 30 cm rispetto al filo esterno delle pareti ed è completata da una veletta di spessore 20 cm ed altezza 30 cm avente lo scopo di contenere il massetto di formazione pendenza ed il soprastante manto di impermeabilizzazione.

L'edificio è diviso internamente in due locali da una parete divisoria di spessore 0.20 m: il locale che ospita i soffianti ha dimensioni interne $B_1 \times L_1 = 6.10 \text{ m} \times 10.80 \text{ m}$, mentre il locale che ospita i quadri elettrici ha dimensioni interne $B_2 \times L_2 = 6.10 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$.

L'accesso al locale che ospita i soffianti è garantito da un portone a doppio battente di larghezza utile 3.50 m ed altezza utile 3.00 m, mentre l'accesso al locale quadri elettrici è garantito da due porte a singolo battente di larghezza utile 1.20 m ed altezza utile 2.40 m.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*


Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 40 cm
- Pareti esterne: spessore 30 cm
- Parete interna: spessore 20 cm
- Soletta di copertura: spessore 30 cm
- Veletta: spessore 20 cm

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 193 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

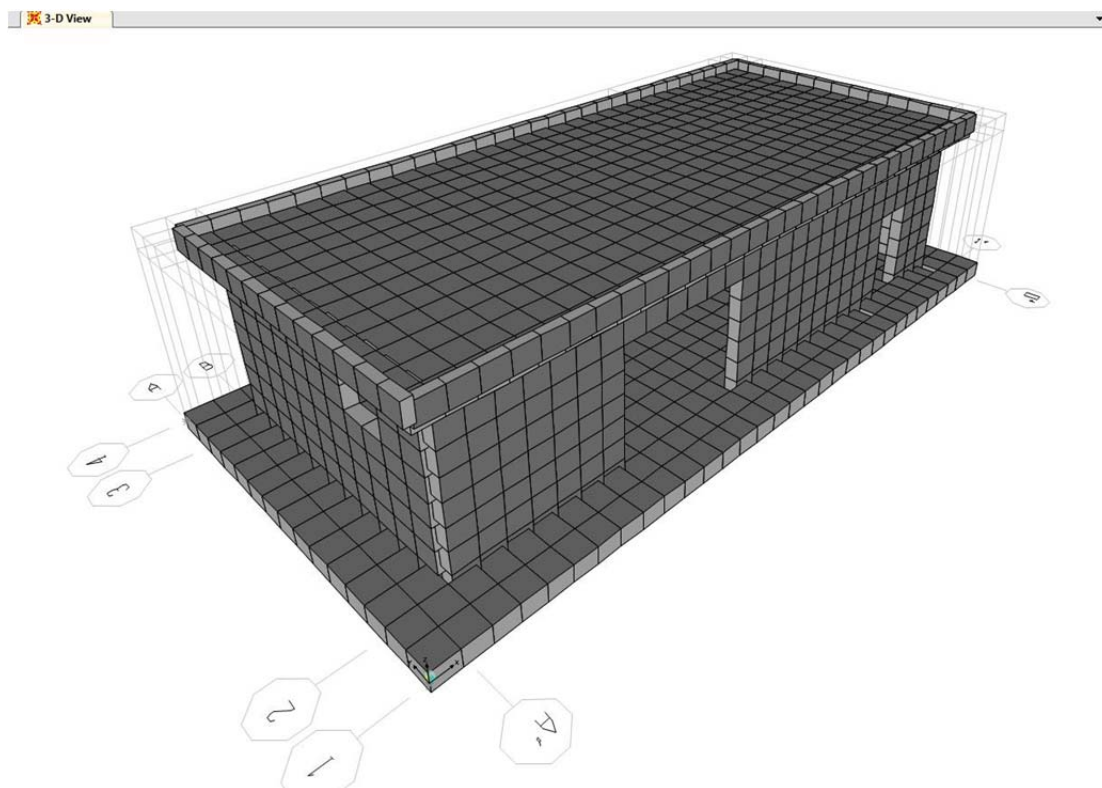


FIG. 16.1 - LOCALE SOFFIANTI - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D NORD-OVEST

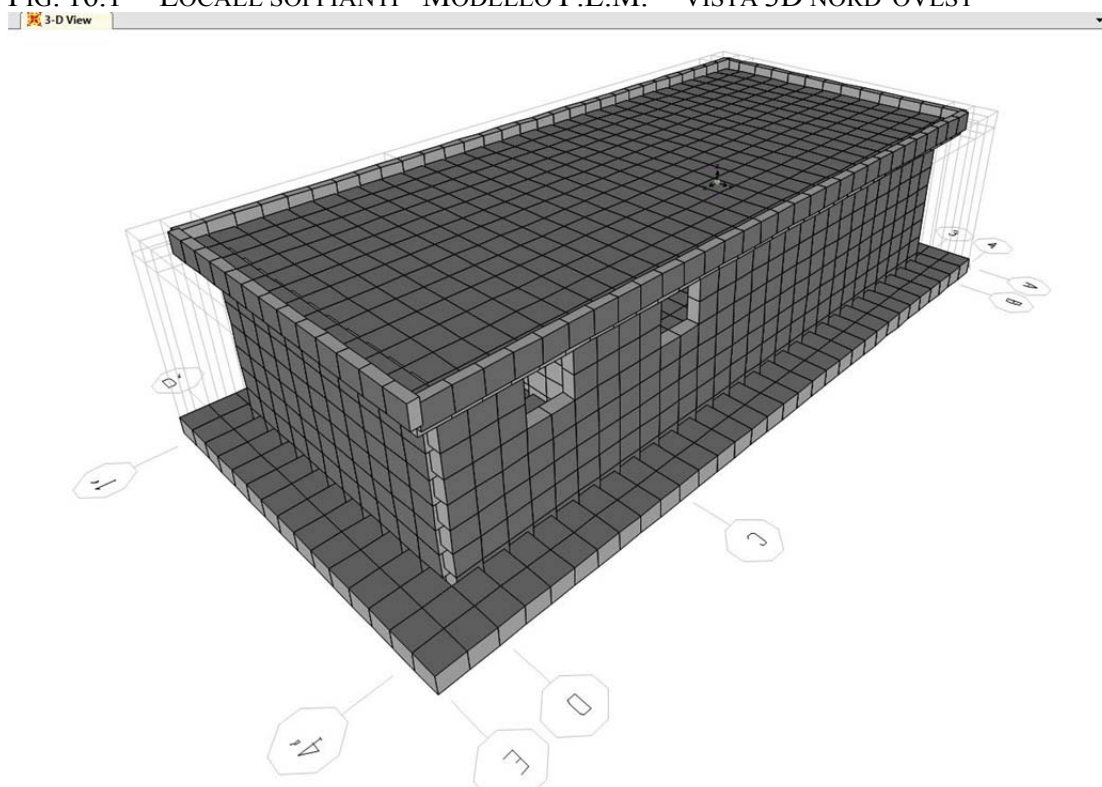



FIG. 16.2 - LOCALE SOFFIANTI - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D SUD-EST

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 194 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 .
2. **Carichi permanenti in copertura:** peso del manto di finitura (massetto di formazione pendenza + impermeabilizzazione) cautelativamente assunto pari a 4 kN/m^2 ed applicato sotto forma di carico uniformemente distribuito sull'intera copertura);
3. **Azione della Neve:** sovraccarico dovuto alla neve pari a $q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$ applicato sotto forma di carico uniformemente distribuito sull'intera copertura;
4. **Carico termico:** variazione termica uniforme di 5° C applicata sulle pareti ed in copertura;
5. **Azione del vento:** azione del vento, pari a 0.568 kN/m^2 sulla parete sopravvento e pari a 0.284 kN/m^2 per la parete sottovento e per la copertura, applicata sotto forma di carico uniformemente distribuito. Si considerano quattro distinte condizioni di carico, due per il vento in direzione longitudinale (dir X+ e X-) e due per il vento in direzione trasversale (dir Y+ e Y-);
6. **Azione sismica:** l'azione sismica viene considerata, in entrambe le direzioni orizzontali (trasversale e longitudinale al locale) applicando le accelerazioni desunte dallo spettro sismico di normativa allo stato limite di collasso per il sito in oggetto (vedere figura seguente)

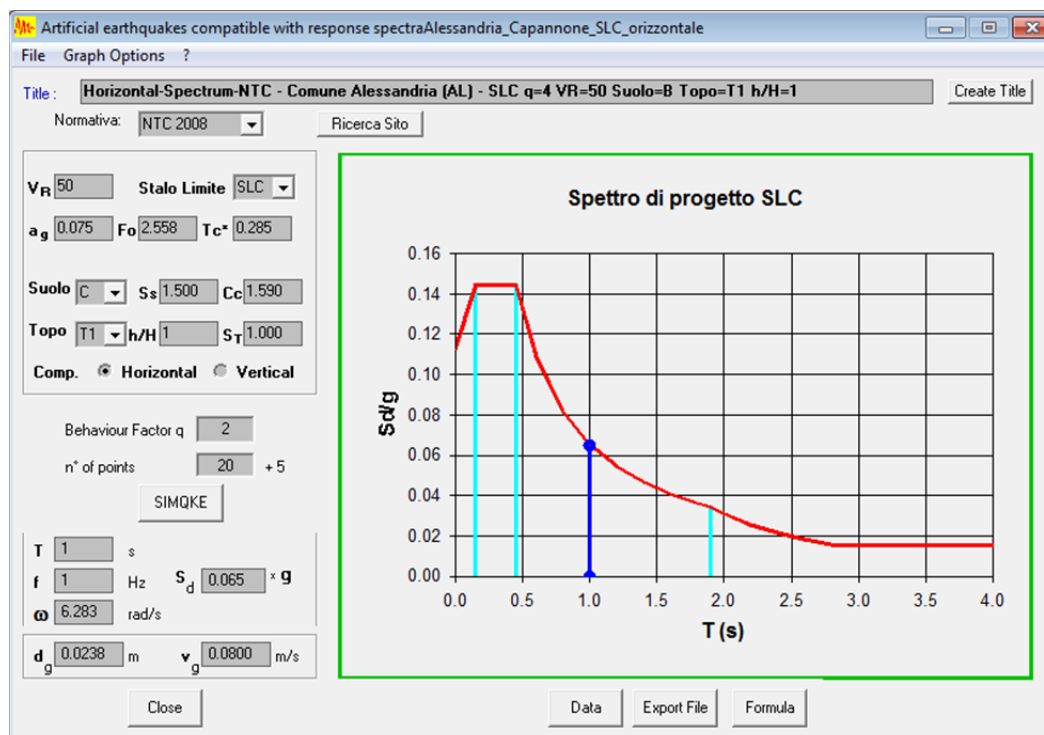



FIG. 16.3 - LOCALE SOFFIANTI - SPETTRO DI PROGETTO SLC

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 195 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.3. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.


Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni in modo da massimizzare sempre gli effetti sulla struttura. Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento del locale soffianti.

16.3.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti

| comb. | Peso proprio | Permanenti in copertura | Neve | Termica | Vento X+ | Vento X- | Vento Y+ | Vento Y- | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|-------------------------|------|---------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -0.90 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | -0.90 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -0.90 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -0.90 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -0.90 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | 1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 22 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 23 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -1.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.30 | 0.75 | -1.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

16.3.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (SLC)

| comb. | Peso proprio | Permanenti in copertura | Neve | Termica | Vento X+ | Vento X- | Vento Y+ | Vento Y- | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|-------------------------|------|---------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 196 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.3.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare


| comb. | Peso proprio | Permanenti in copertura | Neve | Termica | Vento X+ | Vento X- | Vento Y+ | Vento Y- | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|-------------------------|------|---------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | -1.00 | 0.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

16.3.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Permanenti in copertura | Neve | Termica | Vento X+ | Vento X- | Vento Y+ | Vento Y- | Sisma X | Sisma Y |
|-------|--------------|-------------------------|------|---------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 0.00 |

16.4. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini momento flettente e taglio in tutte le combinazioni di carico S.L.U., sia quelle persistenti (rif. cap. 16.3.1) che quelle sismiche (rif. cap. 16.3.2).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 197 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.4.1. Suola di fondazione

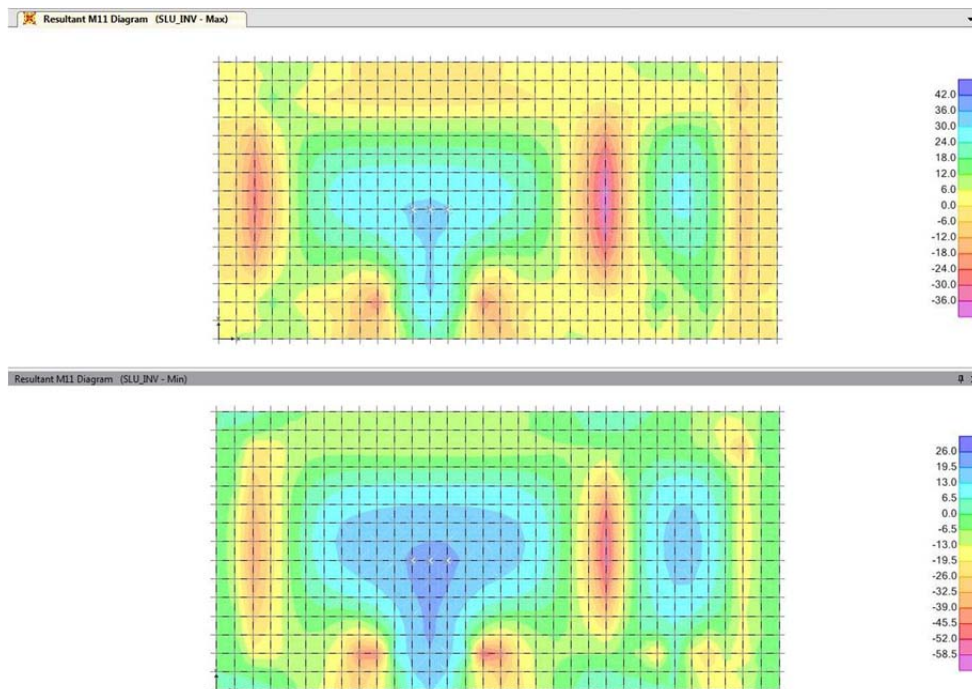


FIG. 16.4 - LOCALE SOFFIANTI – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11

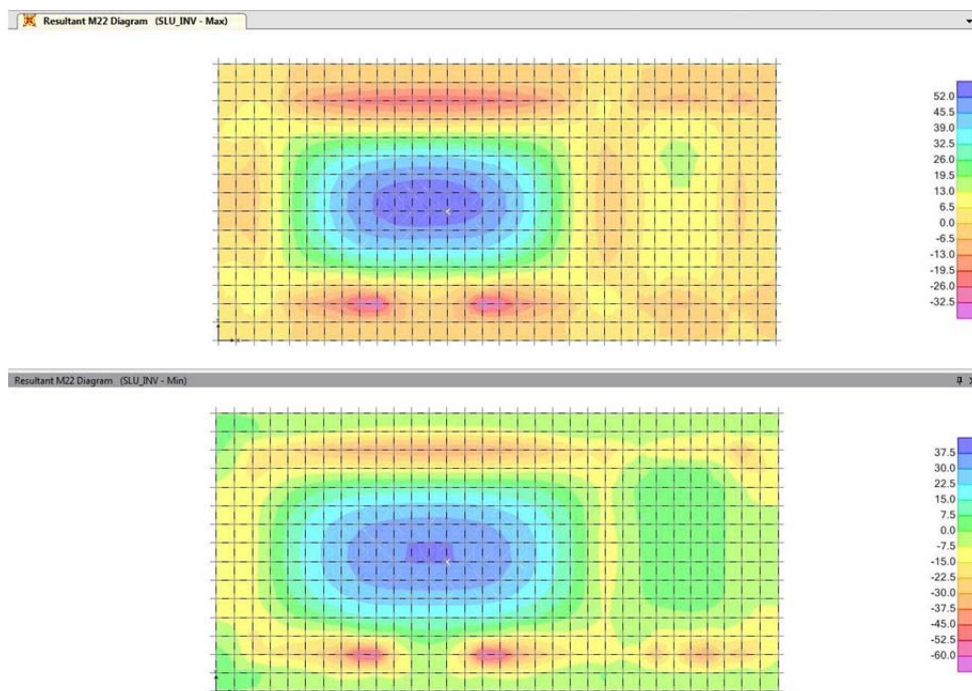



FIG. 16.5 - LOCALE SOFFIANTI – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 198 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.4.1. Pareti trasversali

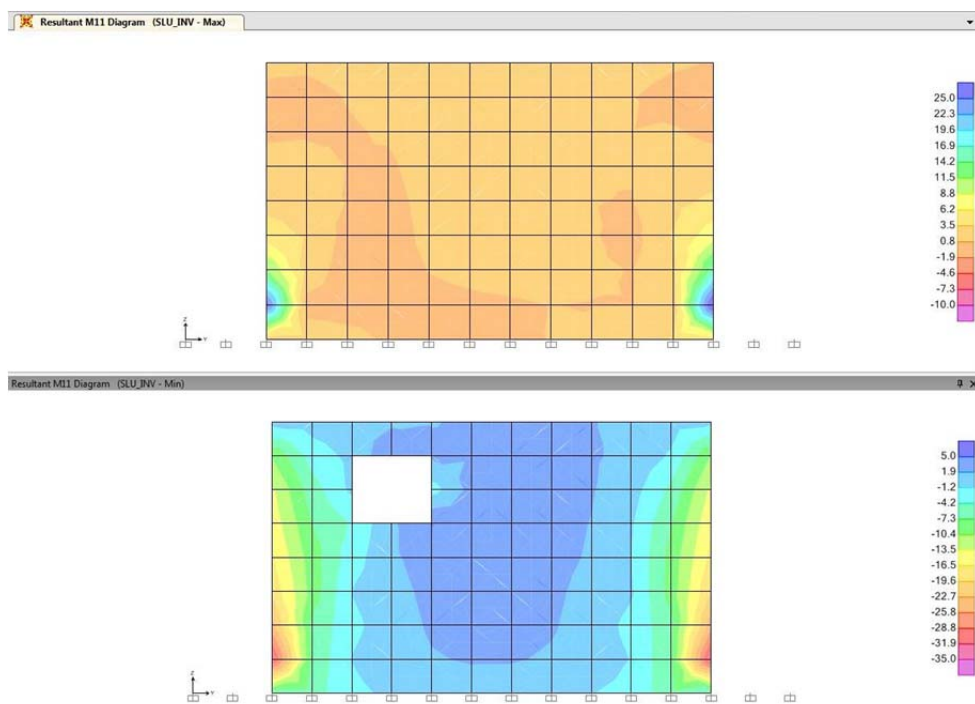


FIG. 16.6 - LOCALE SOFFIANTI - PARETI TRASVERSALI – INVILUPPO SLU M11

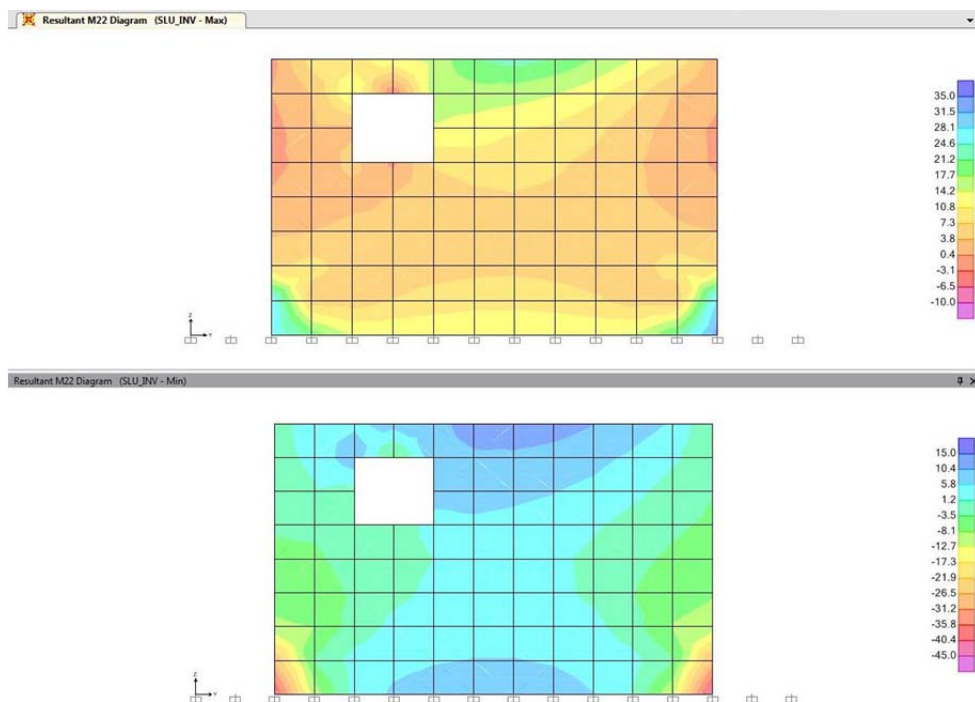



FIG. 16.7 - LOCALE SOFFIANTI - PARETI TRASVERSALI – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 199 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.4.1. Pareti longitudinali

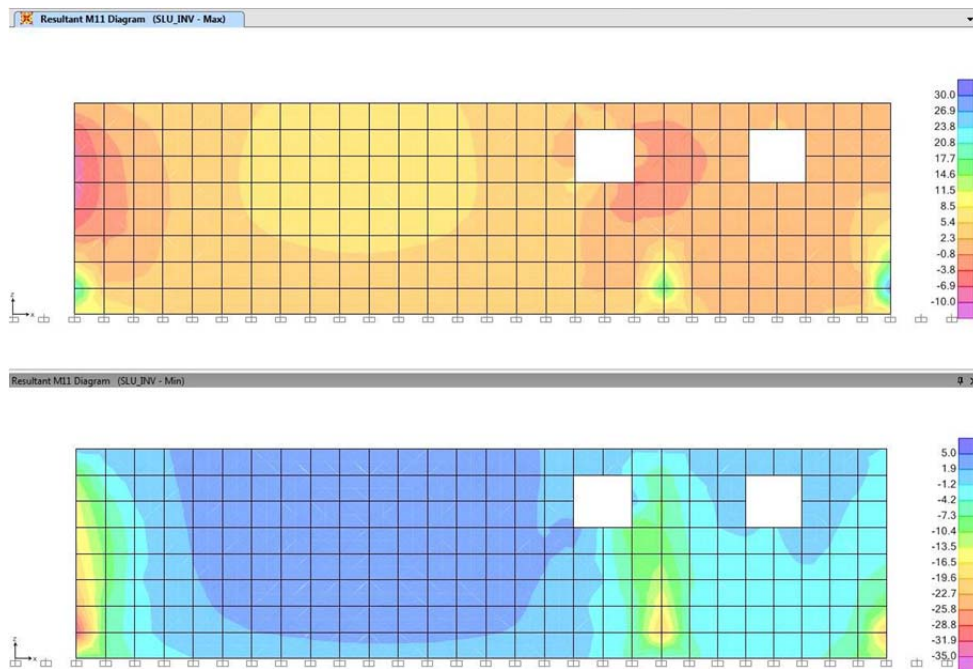


FIG. 16.8 - LOCALE SOFFIANTI – PARETI LONGITUDINALI – INVILUPPO SLU M11

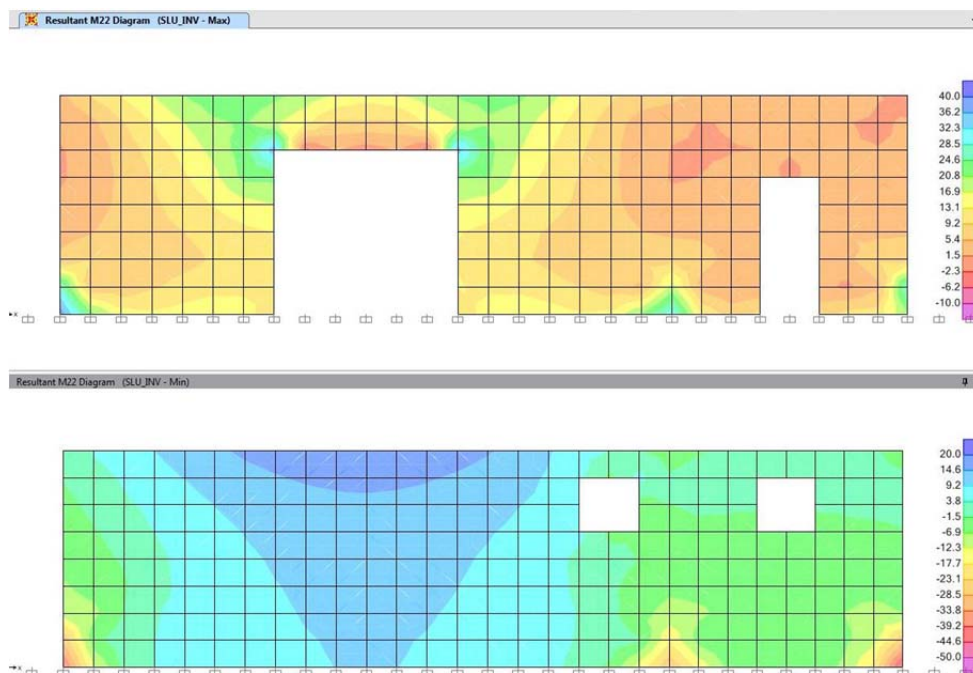



FIG. 16.9 - LOCALE SOFFIANTI - PARETI LONGITUDINALI – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 200 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.4.1. Soletta di copertura

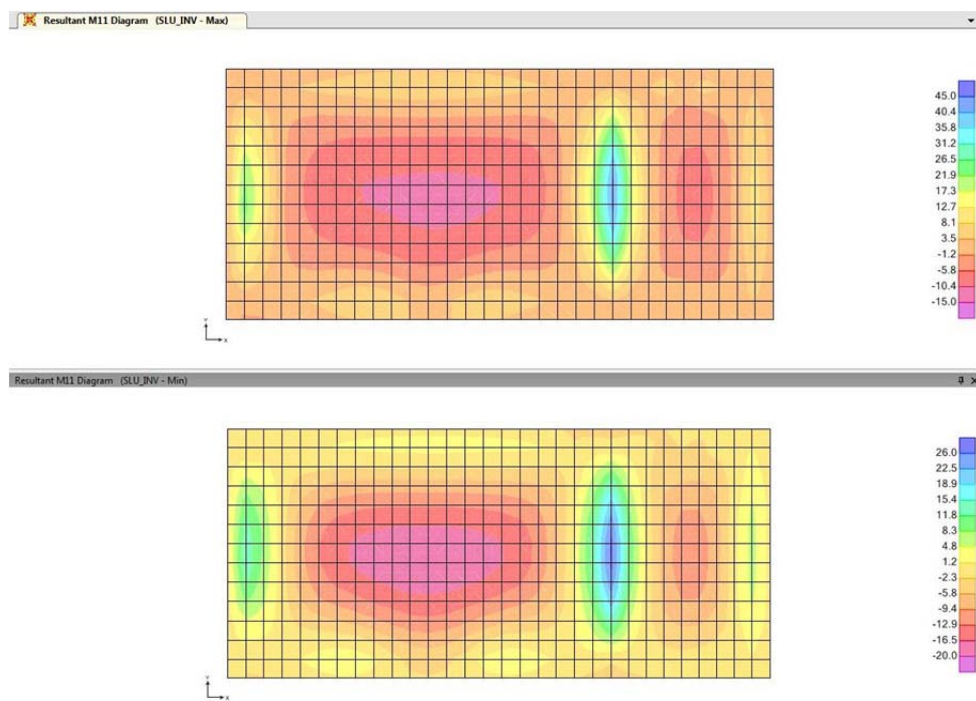


FIG. 16.10 - LOCALE SOFFIANTI – SOLETTA DI COPERTURA – INVILUPPO SLU M11

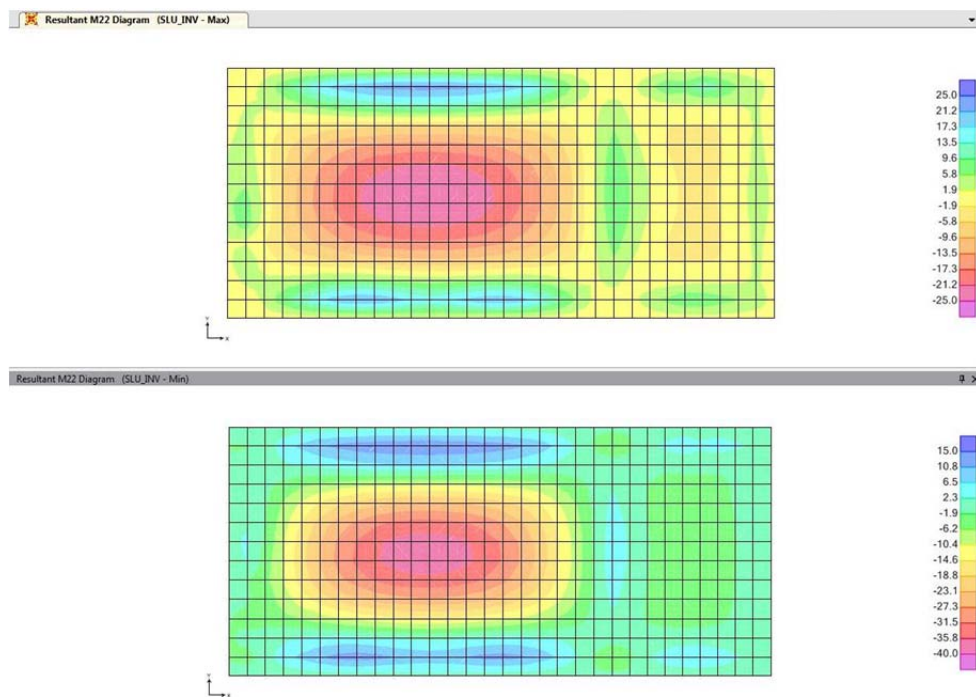



FIG. 16.11 - LOCALE SOFFIANTI - SOLETTA DI COPERTURA – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 201 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.5. Verifiche strutturali

16.5.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite ultimo

La suola di fondazione, di spessore 40 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm.

In favore di sicurezza le verifiche sono state condotte considerando, ove presente, la massima azione assiale di trazione agente nella sezione di verifica indipendentemente dalla sua contemporaneità con la corrispondente sollecitazione flettente.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 16.1: LOCALE SOFFIANTI – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A FLESSIONE


| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 120 | 88 | 10 | 30 |
| M_{Ed} [kNm] | 31 | -56 | 57 | -63 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 61 | -67 | 81 | -78 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.97 | 1.20 | 1.42 | 1.24 |

TAB. 16.2: LOCALE SOFFIANTI – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 88 | 30 |
| V_{Ed} [kNm] | 84 | 88 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 151.00 | 155.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

16.5.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In favore di sicurezza l'apertura delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 202 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 16.3: LOCALE SOFFIANTI – FONDAZIONE - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 90 | 60 | 6 | 23 |
| M_{Ed} [kNm] | 24 | -43 | 43 | -48 |
| σ_c [N/mm²] | -1.70 | -3.50 | -3.90 | -4.30 |
| σ_s [N/mm²] | 211.00 | 285.00 | 244.00 | 287.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.


16.5.3. Pareti esterne - Verifiche allo Stato Limite ultimo

Le pareti hanno spessore di 30 cm e sono armate ad entrambi i lembi con barre Φ12 a passo 20 cm in direzione verticale e barre Φ10 a passo 20 cm in direzione orizzontale; in corrispondenza degli spigoli le barre orizzontali Φ10 sono infittite in modo da ottenere un passo 10 cm. Il copri-ferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm.

In favore di sicurezza le verifiche sono state condotte considerando, ove presente, la massima azione assiale di trazione agente nella sezione di verifica indipendentemente dalla sua contemporaneità con la corrispondente sollecitazione flettente.

TAB. 16.4: LOCALE SOFFIANTI – PARETI ESTERNE - VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø10/10" | 1Ø10/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 7.85 | 7.85 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø10/10" | 1Ø10/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 7.85 | 7.85 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 100 | 160 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 30 | -34 | 40 | -48 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 69.00 | 62.00 | 61.00 | -61.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 2.30 | 1.82 | 1.53 | 1.27 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 203 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 16.5: LOCALE SOFFIANTI – PARETI ESTERNE - VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø10/10" | 1Ø12/20" |
| | 7.85 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø10/10" | 1Ø12/20" |
| | 7.85 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 160 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 70 | 110 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 110.00 | 127.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

16.5.4. Pareti esterne - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In favore di sicurezza l'apertura delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara.

TAB. 16.6: LOCALE SOFFIANTI – PARETI ESTERNE - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø10/10" | 1Ø10/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 7.85 | 7.85 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø10/10" | 1Ø10/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 7.85 | 7.85 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 63 | 110 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 21 | -23 | 26 | -34 |
| σ_c [N/mm²] | -2.40 | -2.50 | -4.10 | -5.40 |
| σ_s [N/mm²] | 157.00 | 200.00 | 204.00 | 267.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | 0.18 | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.


Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

16.5.1. Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite ultimo

La soletta di copertura, di spessore 30 cm, viene armata con barre Ø12 / 20 cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm.

In favore di sicurezza le verifiche sono state condotte considerando, ove presente, la massima azione assiale di trazione agente nella sezione di verifica indipendentemente dalla sua contemporaneità con la corrispondente sollecitazione flettente.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 204 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 16.7: LOCALE SOFFIANTI – COPERTURA – VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 30 | 40 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 43 | -19 | 24 | -39 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 57.00 | 55.00 | 61.00 | -61.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.33 | 2.89 | 2.54 | 1.56 |

TAB. 16.8: LOCALE SOFFIANTI – COPERTURA – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 30 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 38 | 41 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 127.00 | 126.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

16.5.2. Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio


In favore di sicurezza l'apertura delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara.

TAB. 16.9: LOCALE SOFFIANTI – COPERTURA - VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 20 | 25 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 32 | -15 | 18 | -29 |
| σ_c [N/mm²] | -4.60 | -2.10 | -2.90 | -4.60 |
| σ_s [N/mm²] | 260.00 | 137.00 | 142.00 | 229.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 205 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.5.3. Parete interna - Verifiche strutturali

Lo stato di sollecitazione della parete interna di spessore 20 cm che risulta poco significativo (allo S.L.U. massimo momento flettente pari a $M = 5 \text{ kNm/m}$ e massimo taglio pari a $V = 12 \text{ kN/m}$).

Si prevede pertanto un'armatura minima costituita da barre $\Phi 10$ disposte a passo 20 cm ad entrambi i lembi sia in orizzontale che in verticale.

16.6. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni del Locale Soffianti.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

16.6.1. Analisi dei carichi

Si calcola il peso complessivo scaricato al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio strutture edificio: $G_{k1} = 3810 \text{ kN}$
- Peso massetto in copertura: $G_{k2} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 15.8 \text{ m} \times 6.9 \text{ m} = 436 \text{ kN}$
- Peso pavimentazione: $G_{k3} = 2 \text{ kN/m}^2 \times 17.6 \text{ m} \times 8.7 \text{ m} = 306 \text{ kN}$
- Peso impianti interni: $Q_{Imp} = 100 \text{ kN}$
- Peso neve in copertura: $Q_{Neve} = 1.2 \text{ kN/m}^2 \times 16.2 \text{ m} \times 7.3 \text{ m} = 142 \text{ kN}$


Allo S.L.U. in condizioni persistenti il carico trasmesso al di sotto del basamento di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times (3810 + 436 + 306) \text{ kN} + 1.5 \times (100 + 142) \text{ kN} = 6281 \text{ kN}$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (3810 + 436 + 306 + 100)] = 4913 \text{ kN}$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni persistenti.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times (3810 + 436 + 306) \text{ kN} + 1.00 \times (100 + 142) \text{ kN} = 4794 \text{ kN}$$

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 206 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

16.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Allo S.L.U. in condizioni persistenti il carico trasmesso al di sotto del basamento di fondazione vale $P_{SLU} = 6281 \text{ kN}$ e pertanto la pressione media scaricata vale $q_d = 41 \text{ kN/m}^2$.

La fondazione del ricovero soffianti è una suola in calcestruzzo di spessore 40 cm e dimensioni $L \times B = 17.60 \text{ m} \times 8.70 \text{ m}$.

Il piano di fondazione si trova a circa 0.20 m dal piano campagna. I carichi limite e di esercizio si possono stimare mediante note relazioni riportate nella letteratura geotecnica.

In particolare, il carico limite unitario del complesso fondazione-terreno, è stato determinato utilizzando la formula di Terzaghi (1943) nell'ipotesi di fondazione a plinto su terreno non coesivo. Si considera il caso di carico verticale e centrato. La formula generale è:

$$q_{lim} = q \times N_q \times s_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

I coefficienti di portata secondo Vesic per $\theta = 30^\circ$ valgono:

$$N_q = 18.4; \quad N_\gamma = 22.4$$

per cui:

$$q_{lim} = (18 \times 0.2) \times 18.4 \times 1.29 + 0.5 \times 18 \times 1 \times 22.4 \times 0.80 = 247 \text{ kN/m}^2$$

Avendo posto i coefficienti di forma $s_q = 1.29$ e $s_\gamma = 0.80$.

Considerando l'approccio 2 il coefficiente di sicurezza è pari a $\gamma_{R3} = 2.3$ da cui si ricava:

$$q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{R3} = 247 / 2.3 = 107 \text{ kN/m}^2 > q_d = 41 \text{ kN/m}^2$$

16.6.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

La verifica a scorrimento del ricovero soffianti è soddisfatta se $H < N \cdot \tan \Phi$, dove H è la sommatoria delle forze orizzontali dovute al sisma e N è il peso totale della struttura. Si trascura, a favore di sicurezza, la spinta passiva sulle strutture di fondazione.

La sommatoria delle forze orizzontali H , a favore di sicurezza, si calcola come:

$$H = N \times a_g \times F_0 \times S_s$$

con $N = 4552 \text{ kN}$ pari alla somma di pesi propri e carichi permanenti.


Risulta:

$$H = 4552 \times 0.075 \times 2.555 \times 1.5 = 1308 \text{ kN} < N \times \tan \Phi = 4552 \times \tan 30^\circ = 2628 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a 2.00.

16.6.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Allo S.L.E. il massimo cedimento si verifica sotto lo spigolo all'incrocio tra gli allineamenti "3" e "D" del modello di calcolo e vale 12 mm, valore pienamente tollerabile dalle strutture sovrastanti.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 207 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17. ANALISI STRUTTURALE POZZETTO RIPARTITORE AI PRETRATTAMENTI

Come anticipato al precedente cap. 3.7, il pozzetto ripartitore ai pretrattamenti è un pozzetto in calcestruzzo armato di dimensioni nette interne $B \times L = 2.00 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$ ed altezza interna $H = 8.30 \text{ m}$ coperto superiormente da una soletta dotata di una botola per passo d'uomo.

Le pareti presentano spessore di 30 cm, la soletta di fondazione spessore di 40 cm e la soletta di copertura spessore di 30 cm.

Il piano di imposta della fondazione è a circa 9 m dal piano campagna e pertanto il pozzetto risulta completamente interrato.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 45 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:


- Suola di fondazione: spessore 40 cm
- Pareti esterne: spessore 30 cm
- Soletta di copertura: spessore 30 cm

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

L'utilizzo di un modello di calcolo tridimensionale permette di valutare le sollecitazioni in tutte le membrature sia in direzione verticale che orizzontale.

Nello specifico per quanto riguarda le pareti, l'utilizzo del modello 3D consente di valutare correttamente il comportamento a piastra e quindi risulta in uno stato sollecitativo ottimizzato rispetto a quello ottenibile con una modellazione bidimensionale (telaio piano).

Nella figura seguente vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 208 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

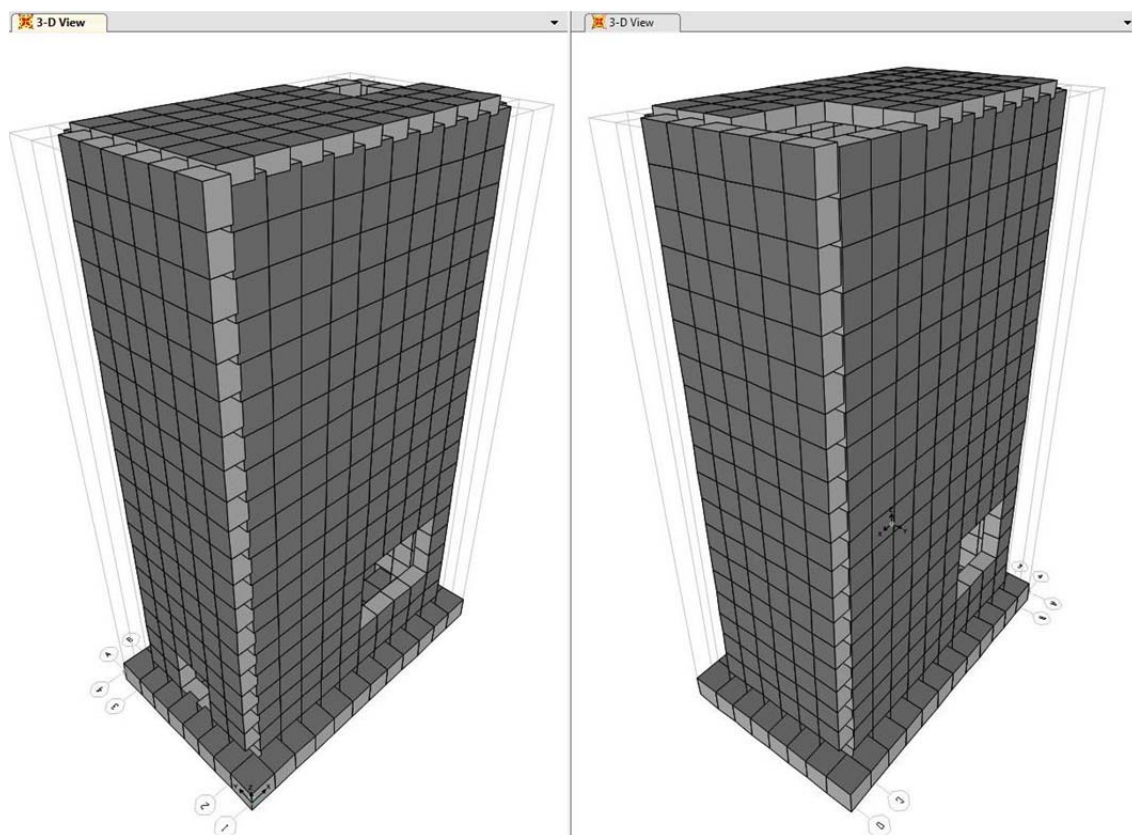



FIG. 17.1 - POZZETTO RIPARTITORE - MODELLO F.E.M. – VISTA 3D

17.1. Condizioni di carico


Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ;
2. **Spinta del terreno sulle pareti esterne:** pressione variabile linearmente da 0 a $P_t = K_0 \times \gamma_t \times H_t = 0.50 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 8.60 \text{ m} = 77.40 \text{ kN/m}^2$ agente sulle pareti esterne;
3. **Spinta idrostatica della falda:** la falda idrostatica non interessa le strutture del pozzetto: per questa ragione la spinta della falda non viene considerata nell'analisi.
4. **Spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca:** il battente massimo previsto per i liquami presenti all'interno della vasca è di 2.50 m (pressione triangolare con valore massimo pari a $P_{W,refluo} = \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 2.50 \text{ m} = 25 \text{ kN/m}^2$). La spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca agisce in verso opposto rispetto alla spinta del terreno e del sovraccarico a tergo: visto l'entità delle pressioni agenti, ne deriva che la condizione più gravosa è quella di vasca vuota. La spinta idrostatica dei liquami viene quindi trascurata nell'analisi. Si precisa inoltre che, dato il valore limitato del battente e

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 209 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

della conseguente spinta, non si analizza neppure la condizione corrispondente all'esecuzione della prova di tenuta da eseguirsi prima dei rinterri in quanto le azioni che ne conseguono risultano non significative ai fini delle verifiche.

5. **Azione termica:** il pozzetto è completamente interrato. La variazione termica uniforme ($\pm 5^{\circ}\text{C}$) viene quindi trascurata nell'analisi.
6. **Carico variabile in copertura:** dato che la soletta di copertura del pozzetto è a quota piazzale e che il pozzetto è ubicato in una zona soggetta al transito di automezzi, si considera un sovraccarico variabile uniforme di 20.00 kN/m^2 ;
7. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne:** pressione uniforme pari a $P_Q = K_0 \times Q' = 0.5 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$. Le pressioni vengono applicate in due distinte condizioni di carico, una per le pareti trasversali ed una per quelle longitudinali.
8. **Sisma su strutture (S.L.C.):** azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.112$ applicata su tutti gli elementi della vasca in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y;
9. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.C.):** vista la caratterizzazione sismica dell'area, i coefficienti di spinta sismica risultano pari a $0.401 (K_v+)$ e $0.410 (K_v-)$, quindi entrambi inferiori al valore di spinta a riposo ($K_0 = 0.50$) prudenzialmente assunto per le condizioni statiche: ne consegue che la spinta delle terre in condizioni statiche involuppa quella sismica. Per questa ragione in presenza di sisma si considera la sola componente statica della spinta del terreno.
10. **Spinta idrodinamica interna (S.L.C.):** la risultante della spinta idrodinamica risulta $S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_{w,refluo} \times H_{w,refluo}^2 = 4.1 \text{ kN/m}$ ed è applicata a $0.4 \times H_{w,refluo} = 1.00 \text{ m}$. La spinta idrodinamica interna, analogamente alla spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca, agisce in verso opposto rispetto alla spinta del terreno e del sovraccarico a tergo: visto l'entità delle pressioni agenti, ne deriva che la condizione più gravosa è quella di vasca vuota. La spinta idrodinamica dei liquami viene quindi trascurata nell'analisi.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 210 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.2. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2. Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.


Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché, trattandosi di strutture di contenimento di liquidi, in condizioni rare oltre alla limitazione tensionale si verifica anche l'apertura fessura con limiti più stringenti di quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti che, di conseguenza, risultano automaticamente soddisfatte. Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della vasca, ivi comprese le combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti.

17.2.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |

17.2.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale | Sisma strutture dir. longitudinale | Sisma strutture dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 211 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale | Sisma strutture dir. longitudinale | Sisma strutture dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 |

17.2.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |

17.2.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |

17.2.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Variabili Copertura | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|---------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 |

17.3. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini di momento flettente nelle due direzioni (M11 e M22) nelle condizioni di involucro allo Stato Limite Ultimo (S.L.U. & S.L.C.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. I1052P-PE-ST001 | Pag. n. 212 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.3.1. Suola di fondazione

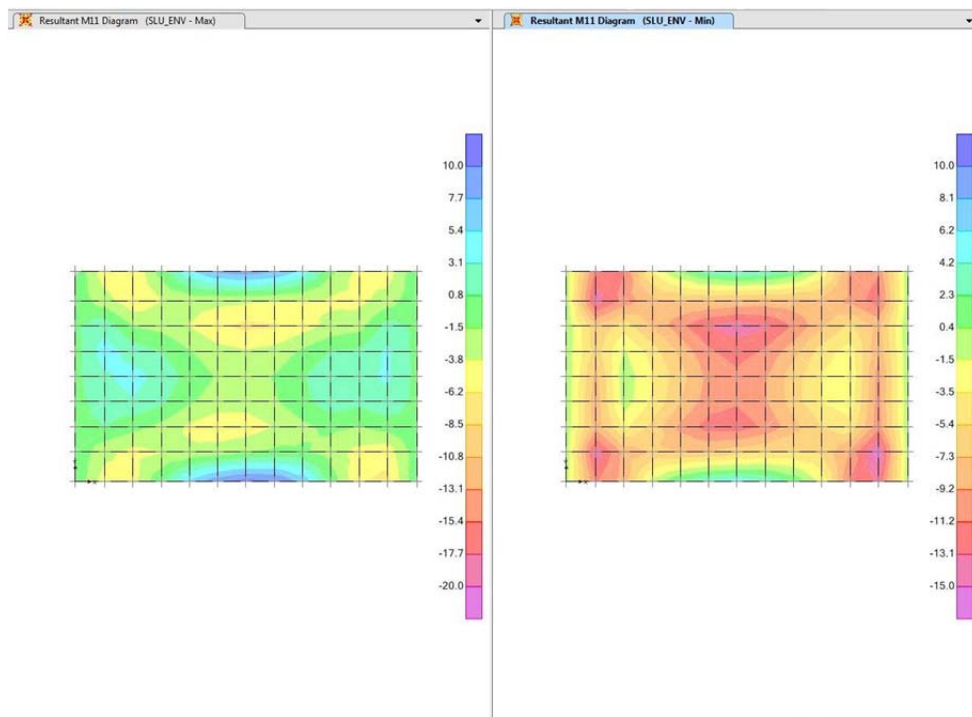


FIG. 17.2 - POZZETTO RIPARTITORE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11

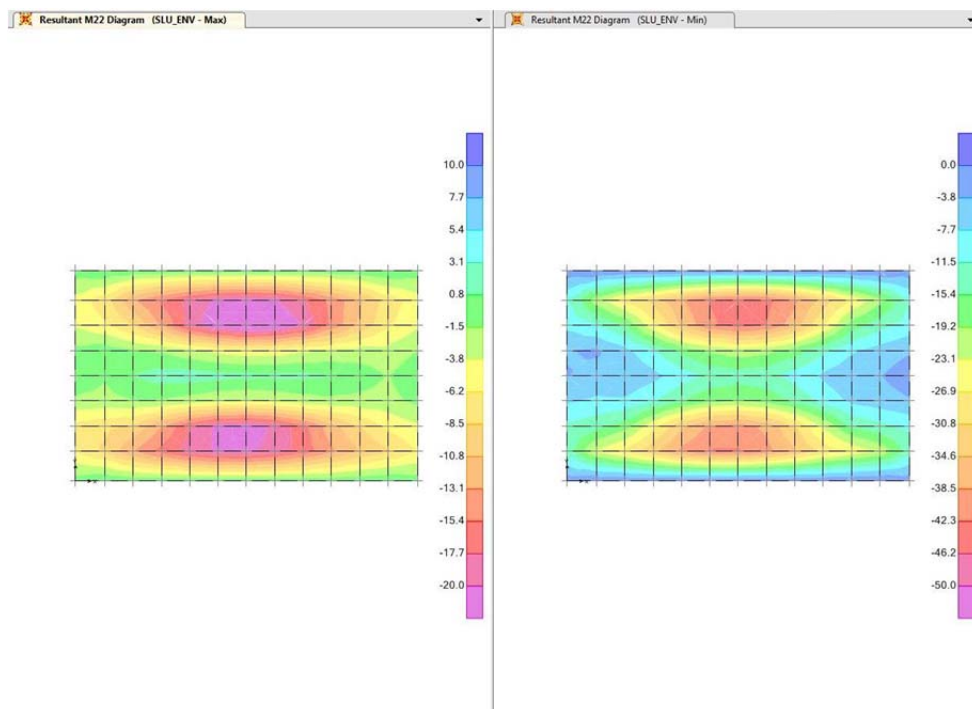



FIG. 17.3 - POZZETTO RIPARTITORE – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 213 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.3.2. Pareti longitudinali

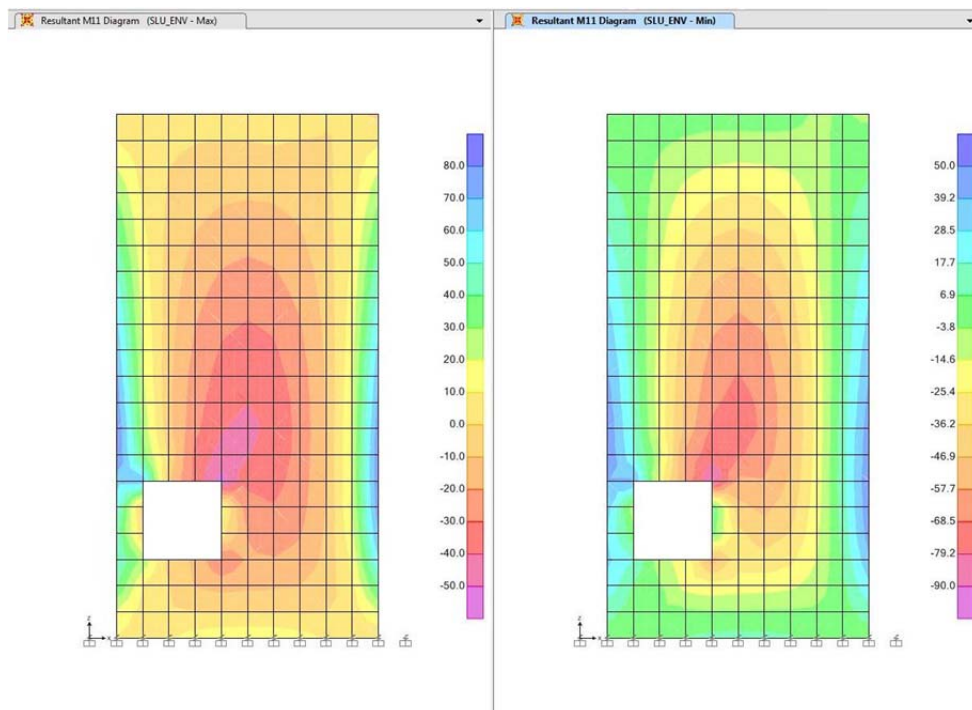


FIG. 17.4 - POZZETTO RIPARTITORE – PARETI LONGITUDINALI – INVILUPPO SLU M11

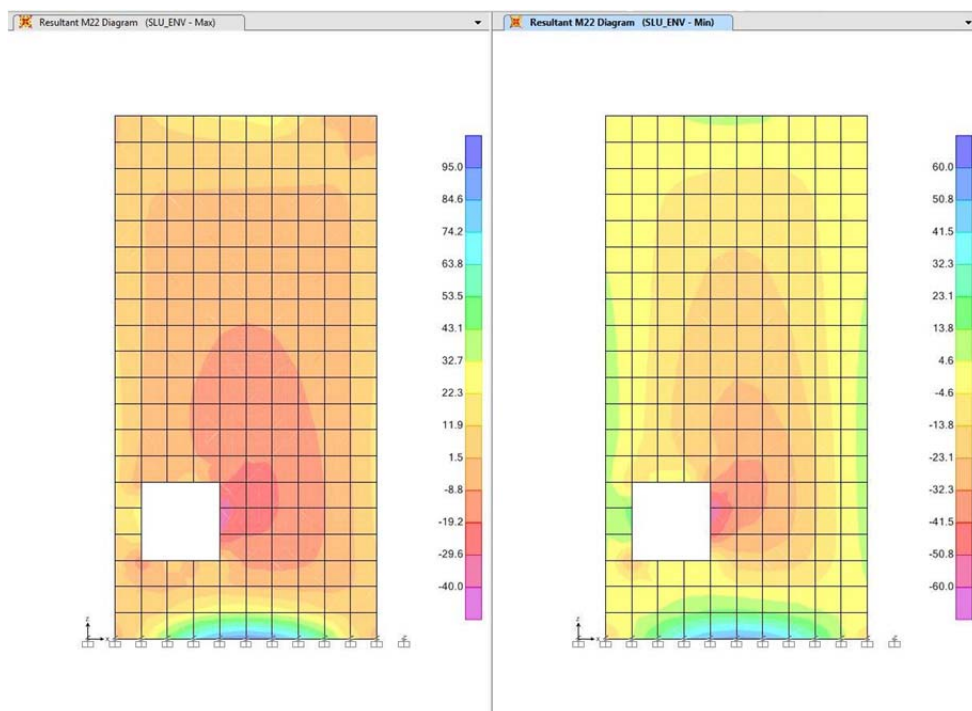



FIG. 17.5 - POZZETTO RIPARTITORE – PARETI LONGITUDINALI – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 214 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.3.3. Pareti trasversali

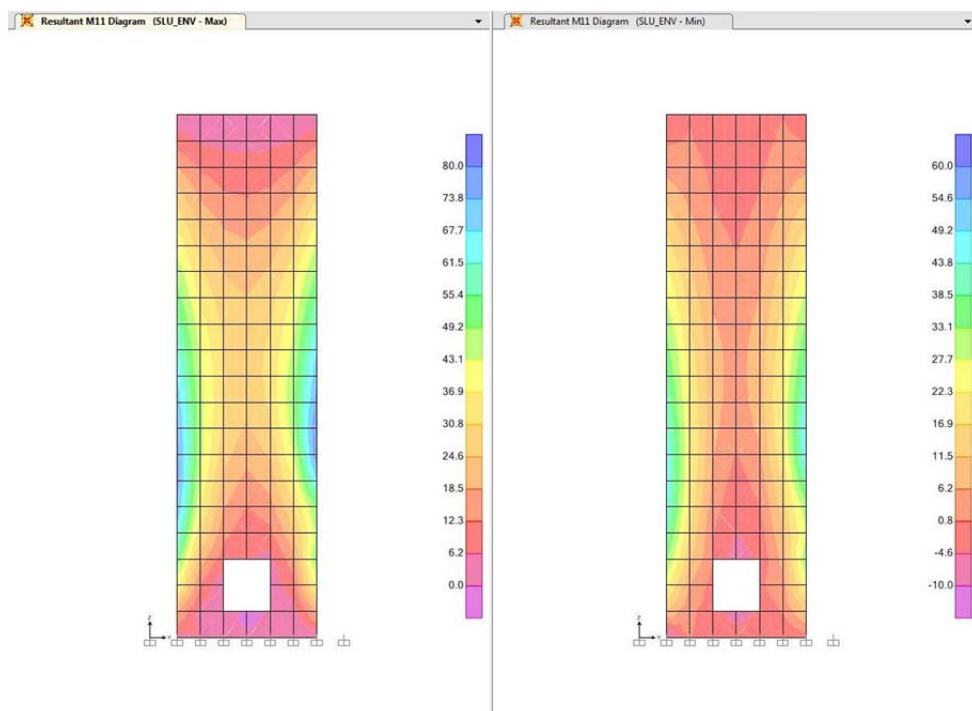


FIG. 17.6 - POZZETTO RIPARTITORE – PARETI TRASVERSALI – INVILUPPO SLU M11

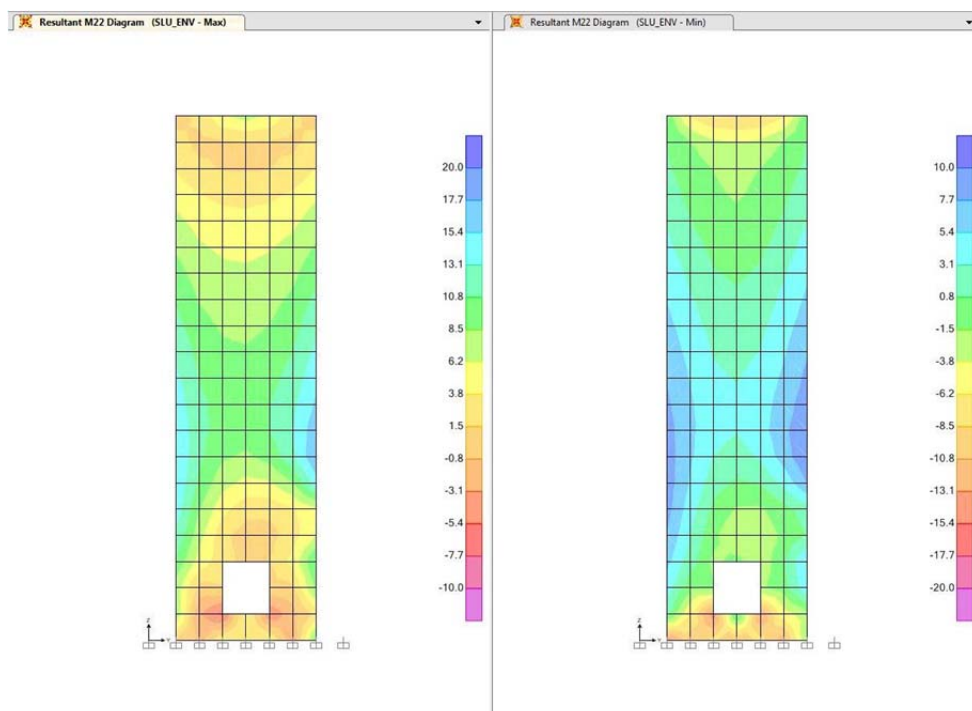



FIG. 17.7 - POZZETTO RIPARTITORE – PARETI TRASVERSALI – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 215 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.3.4. Soletta di copertura

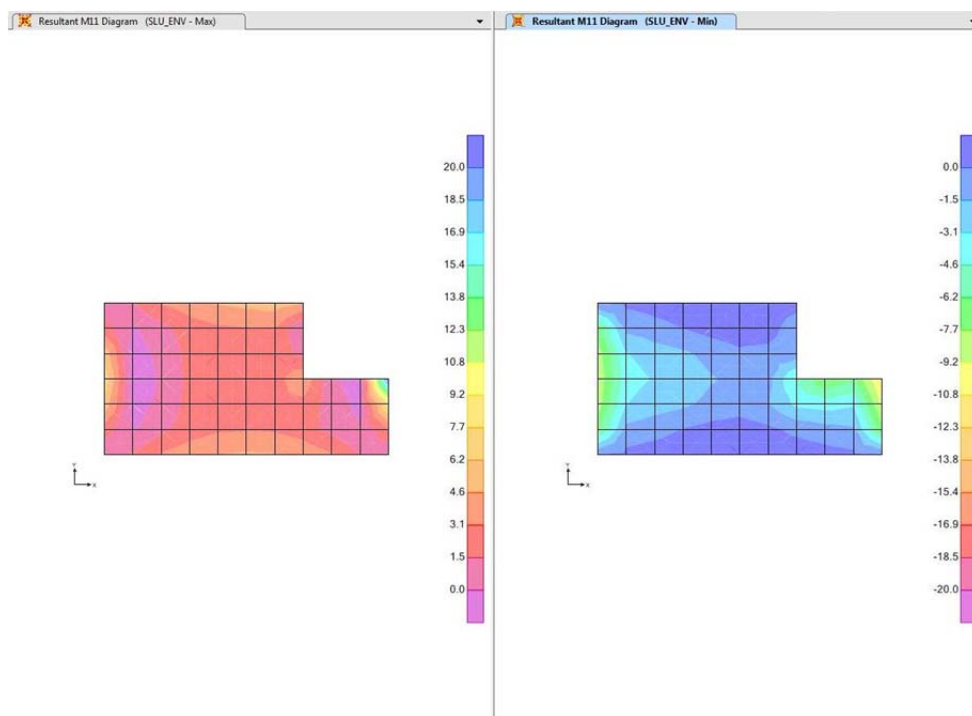


FIG. 17.8 - POZZETTO RIPARTITORE – SOLETTA DI COPERTURA– INVILUPPO SLU M11

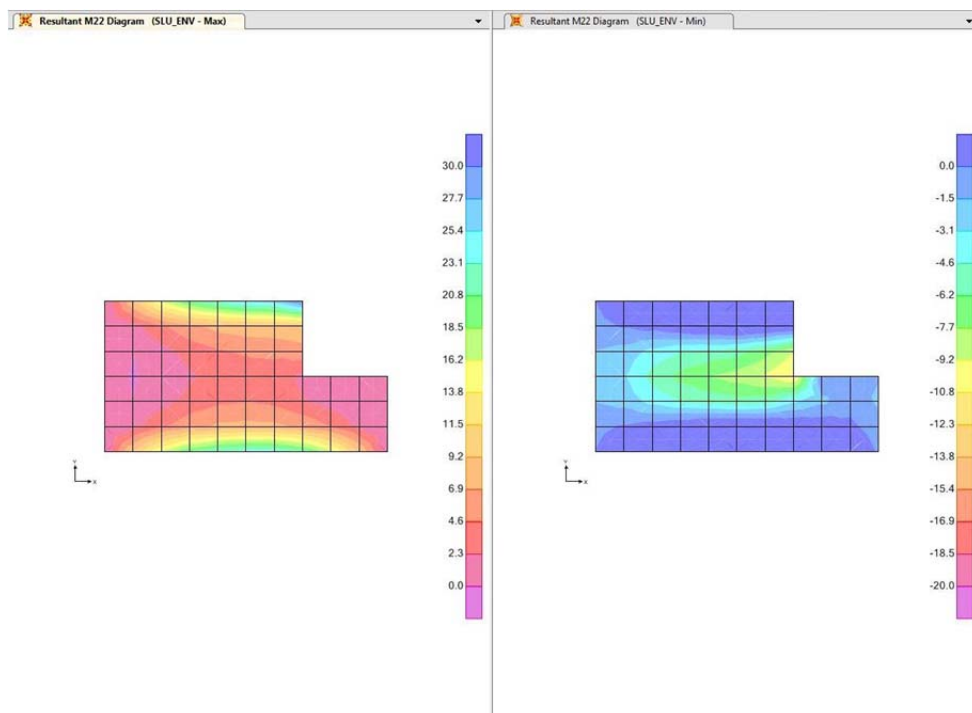



FIG. 17.9 - POZZETTO RIPARTITORE – SOLETTA DI COPERTURA – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 216 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.4. Verifiche strutturali

17.4.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La suola di fondazione, di spessore 40 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 17.1: POZZETTO RIPARTITORE – FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A FLESSIONE


| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{s,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{s,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 11 | -16 | 2 | -45 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 83 | -83 | 83 | -83 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 7.55 | 5.19 | 41.50 | 1.84 |

TAB. 17.2: POZZETTO RIPARTITORE – FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A_{s,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{s,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 44 | 89 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 159.00 | 156.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

17.4.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.19 mm (rapporto $H_d/h = 2.50 / 0.40 = 6.25$).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 217 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 17.3: POZZETTO RIPARTITORE – FONDAZIONE – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 8 | -11 | 0 | -32 |
| σ_c [N/mm²] | -0.70 | -1.00 | 0.00 | -3.10 |
| σ_s [N/mm²] | 44.00 | 61.00 | 0.00 | 183.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

17.4.3. Pareti - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le pareti esterne, di spessore 30 cm, presentano la seguente armatura:


L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione verticale:
 - Sezione di base: barre Ø12 / 10 cm al lembo esterno
barre Ø12 / 20 cm al lembo esterno
 - A partire da 2.00 m da base parete: barre Ø12 / 20 cm al lembo esterno
barre Ø12 / 20 cm al lembo esterno
- Direzione orizzontale:
 - Da base parete a H = 6.00 m barre Ø12 / 10 cm ad entrambi i lembi
 - Da H = 6.00 m a testa parete: barre Ø12 / 20 cm ad entrambi i lembi

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale). Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 17.4: POZZETTO RIPARTITORE – PARETI – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 11.31 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 79 | -91 | 95 | -50 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 108.00 | -108.00 | 105.00 | -61.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 1.37 | 1.19 | 1.11 | 1.22 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 218 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 17.5: POZZETTO RIPARTITORE – PARETI – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" |
| | 11.31 | 11.31 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 128 | 130 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 137.00 | 134.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

17.4.4. Pareti - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno. In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.18 mm (rapporto $H_d/h = 2.50 / 0.30 = 8.33$). Nelle verifiche si trascurano le sollecitazioni di picco, in quanto non significative, e si utilizzano sollecitazioni mediate sulla larghezza della sezione di verifica ($B = 100$ cm).

TAB. 17.6: POZZETTO RIPARTITORE – PARETI – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 5.65 | 11.31 | 5.65 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/10" | 1Ø12/10" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 11.31 | 11.31 | 5.65 | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 42 | -52 | 48 | -35 |
| σ _c [N/mm ²] | -4.80 | -6.00 | -6.30 | -6.10 |
| σ _s [N/mm ²] | 171.00 | 212.00 | 205.00 | 285.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | 0.18 | - (*) |


(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

17.4.5. Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La suola di copertura, di spessore 30 cm, viene armata con barre Φ12 / 20 cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 219 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 17.7: POZZETTO RIPARTITORE – COPERTURA – VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 20 | -11 | 31 | -11 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 61.00 | -61.00 | 61.00 | -61.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 3.05 | 5.55 | 1.97 | 5.55 |

TAB. 17.8: POZZETTO RIPARTITORE – COPERTURA – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 55 | 67 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 127.00 | 123.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

17.4.6. Soletta di copertura - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio


In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.18 mm (rapporto $H_d/h = 2.50 / 0.30 = 8.33$).

TAB. 17.9: POZZETTO RIPARTITORE – COPERTURA – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 13 | -8 | 22 | -7 |
| σ_c [N/mm²] | -2.00 | -1.30 | -3.90 | -1.20 |
| σ_s [N/mm²] | 102.00 | 63.00 | 180.00 | 57.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 220 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

17.5. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della vasca di ossidazione.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

17.5.1. Analisi dei carichi

Si calcola la pressione scaricata al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio suola di fondazione: $G_{k1} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$
- Peso liquidi contenuti: $Q_K = 10 \text{ kN/m}^3 \times 2.50 \text{ m} = 25.0 \text{ kN/m}^2$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 25 \text{ kN/m}^2 = 51 \text{ kN/m}^2$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (10 \text{ kN/m}^2 + 25 \text{ kN/m}^2)] = 37 \text{ kN/m}^2$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \times 25 \text{ kN/m}^2 = 35 \text{ kN/m}^2$$


17.5.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Il peso scaricato dalla vasca ($P_{SLU} = 51 \text{ kN/m}^2$) è nettamente inferiore al peso del terreno rimosso (169 kN/m^2): ne consegue che non vi sono problemi di capacità portante in fondazione.

La verifica di capacità portante viene pertanto omessa in quanto non significativa.

17.5.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Non essendoci un dislivello di carico che possa generare uno scorrimento la verifica viene omessa.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 221 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


17.5.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Come sopra calcolato la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione allo S.L.E vale $P_{SLE} = 35 \text{ kN/m}^2$, valore ampiamente inferiore al peso del terreno scavato per raggiungere il piano di imposta della fondazione; lo scarico tensionale prodotto dallo scavo di 6.90 m di terreno è infatti pari a circa:

$$\Delta\sigma = 8.90 \text{ m} \times 19 \text{ KN/m}^3 = 169 \text{ KN/m}^2.$$

La tensione efficace trasmessa in fondazione, si trova pertanto ad agire in condizioni di ricompressione.

Per quanto concerne i cedimenti, considerando che tutti i terreni si trovano in condizioni di carico, si ottiene un cedimento massimo dell'ordine di pochi millimetri, valore pienamente compatibile con le opere.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 222 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18. ANALISI STRUTTURALE POZZETTO FANGHI

Come anticipato al precedente cap. 3.9, il pozzetto è un pozzetto in calcestruzzo armato avente di dimensioni nette interne $B \times L = 2.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m}$ ed altezza interna $H = 3.72 \text{ m}$ coperto superiormente da un grigliato metallico.

Il piano di imposta della fondazione è a circa 3 m dal piano campagna e pertanto il pozzetto risulta in parte fuori terra. Le pareti esterne presentano spessore di 30 cm, mentre la soletta di fondazione presenta spessore di 40 cm.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 17 prodotto da *Computer & Structures Inc.*

Il modello di calcolo è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono. Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 40 cm
- Pareti: spessore 30 cm

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler.

L'utilizzo di un modello di calcolo tridimensionale permette di valutare le sollecitazioni in tutte le membrature sia in direzione verticale che orizzontale.

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune viste del modello di calcolo.

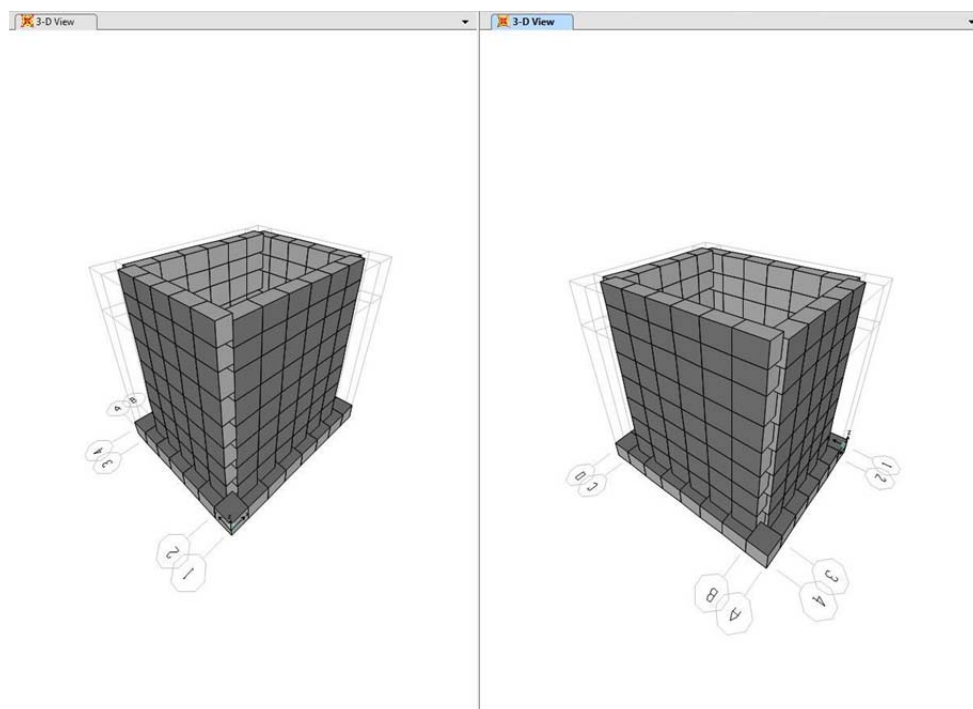




FIG. 18.1 - POZZETTO FANGHI - MODELLO F.E.M. – VISTE 3D

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 223 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18.1. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

11. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ;
12. **Spinta del terreno sulle pareti esterne:** pressione variabile linearmente da 0 a $P_t = K_0 \times \gamma_t \times H_t = 0.50 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 3.20 \text{ m} = 28.8 \text{ kN/m}^2$ su pareti esterne;
13. **Spinta idrostatica della falda:** la falda idrostatica non interessa le strutture della vasca di filtrazione: per questa ragione la spinta della falda non viene considerata nell'analisi.
14. **Spinta idrostatica dei liquami contenuti all'interno della vasca:** il battente massimo previsto per i liquami presenti all'interno della vasca è di 3.20 m (pressione triangolare con valore massimo pari a $P_{W,refluo} = \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 3.20 \text{ m} = 32 \text{ kN/m}^2$).
15. **Azione termica:** si considera un variazione termica uniforme ($\pm 5^\circ\text{C}$) applicata su tutte le membrature della vasca.
16. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne:** pressione uniforme pari a $P_Q = K_0 \times Q = 0.5 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$. Le pressioni vengono applicate in due distinte condizioni di carico, una per le parete trasversali ed una per quelle longitudinali.
17. **Sisma su strutture (S.L.C.):** azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.112$ applicata su tutti gli elementi della vasca in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y;
18. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.C.):** vista la caratterizzazione sismica dell'area, i coefficienti di spinta sismica risultano pari a 0.401 (K_v+) e 0.410 (K_v-), entrambi inferiori al valore di spinta a riposo ($K_0 = 0.50$) prudenzialmente assunto per le condizioni statiche: ne consegue che la spinta delle terre in condizioni statiche involuppa quella sismica. Per questa ragione in presenza di sisma si considera la sola componente statica della spinta del terreno.
19. **Spinta idrodinamica interna (S.L.C.):** la risultante della spinta idrodinamica risulta $S_w = 7/12 \times k_h \times \gamma_{W,refluo} \times H_{W,refluo}^2$ ed è quindi pari a 6 kN/m con altezza di applicazione pari a $0.4 \times H_{W,refluo} = 1.20 \text{ m}$. Nonostante i suoi effetti, sia in termini di sollecitazioni flettenti che taglianti, sono molto ridotti, viene comunque considerata nell'analisi in due distinte condizioni di carico, una valida per gli effetti in direzione X ed una per gli effetti in direzione Y.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 224 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18.2. Combinazioni dei carichi

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni, tenendo conto anche del fatto che nelle vasche l'azione dei terreni esterni si contrappone alla spinta dei fluidi contenuti e che l'azione di quest'ultima può risultare preponderante sulla prima.


Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché, trattandosi di strutture di contenimento di liquidi, in condizioni rare oltre alla limitazione tensionale si verifica anche l'apertura fessura con limiti più stringenti di quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti che, di conseguenza, risultano automaticamente soddisfatte.

Tra le combinazioni, sia allo S.L.U. che allo S.L.E. (cond. Rare), si è considerata anche quella corrispondente all'esecuzione della prova di tenuta idraulica della vasca, da eseguirsi prima del rinterro a tergo delle pareti perimetrali mediante riempimento con acqua fino al livello di progetto, con lo scopo di verificare l'impermeabilità delle strutture realizzate e di permettere, in caso di perdite dovute a difetti localizzati, di intervenire ove necessario per ripristinare l'impermeabilità delle strutture. Nella combinazione relativa alla prova di tenuta idraulica si sono pertanto considerati unicamente il peso proprio delle strutture e la spinta dei liquidi contenuti all'interno.

Nei paragrafi seguenti si fornisce evidenza delle combinazioni dei carichi utilizzate per l'analisi di dimensionamento della vasca, ivi comprese le combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti e quasi permanenti.

18.2.1. Combinazioni S.L.U. in condizioni persistenti


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 11 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 12 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 13 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 14 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 15 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 16 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 17 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 18 | 1.30 | 1.30 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 225 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 19 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 21 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 22 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 23 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 24 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 25 | 1.30 | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 26 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 27 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 28 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 31 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 32 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 33 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 34 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 35 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 39 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 40 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 41 | 1.00 | 1.00 | -1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 42 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 43 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 0.00 |
| 44 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.50 |
| 49 (Tenuta) | 1.30 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |

18.2.2. Combinazioni S.L.U. in condizioni sismiche (S.L.C.)

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. long | Spinta sovraccarico dir. trasv | Sisma strut dir. long | Sisma strut dir. trasv | Spinta idrodin. dir. long | Spinta idrodin. dir. trasv |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|-------------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 226 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. long | Spinta sovraccarico dir. trasv | Sisma strut dir. long | Sisma strut dir. trasv | Spinta idrodin. dir. long | Spinta idrodin. dir. trasv |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|-------------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | -1.00 | 0.00 | 0.80 |

18.2.3. Combinazioni S.L.E. in condizioni rare

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 0.00 | 1.00 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | -0.60 | 0.00 | 1.00 | 1.00 |
| 25 (Tenuta) | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 |

18.2.4. Combinazioni S.L.E. in condizioni frequenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 227 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |


| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 7 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.00 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 0.90 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 17 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 19 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 20 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 21 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |
| 22 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.00 |
| 23 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.90 |
| 24 | 1.00 | 1.00 | -0.50 | 0.00 | 0.90 | 0.90 |

18.2.5. Combinazioni S.L.E. in condizioni quasi permanenti

| comb. | Peso proprio | Spinta delle terre | Termica Uniforme | Spinta dei liquami | Spinta sovraccarico dir. longitudinale | Spinta sovraccarico dir. trasversale |
|-------|--------------|--------------------|------------------|--------------------|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 |
| 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 |
| 4 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 |
| 5 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.00 |
| 7 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 |
| 8 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |

18.3. Sollecitazioni

Le seguenti immagini riportano le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali in termini di momento flettente nelle due direzioni (M11 e M22) nelle condizioni di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (S.L.U. & S.L.C.).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 228 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18.3.1. Suola di fondazione

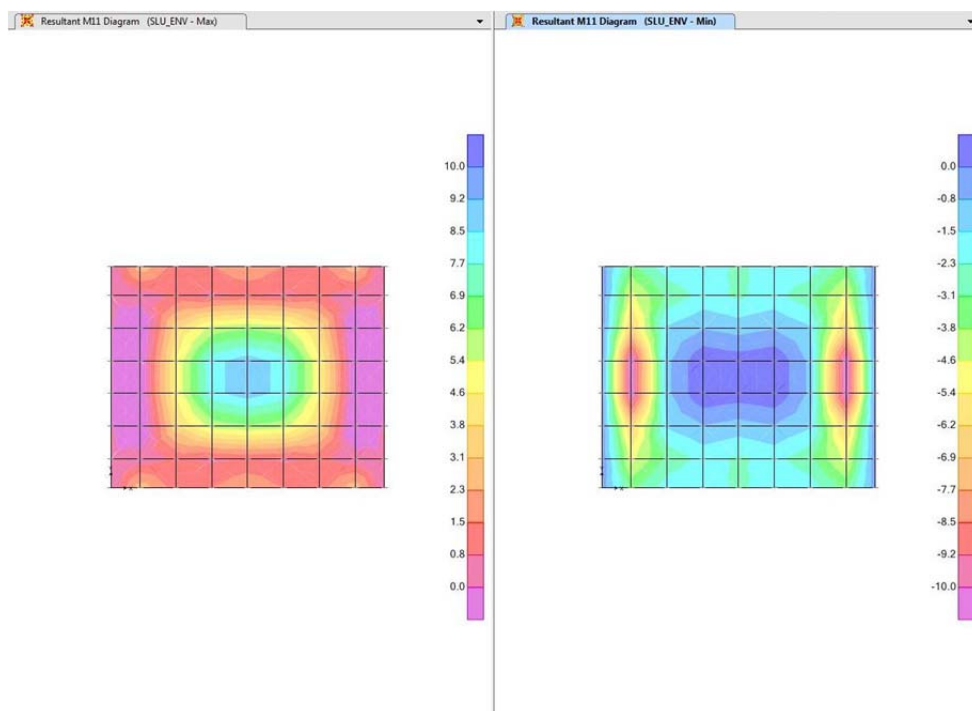


FIG. 18.2 - POZZETTO FANGHI – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M11

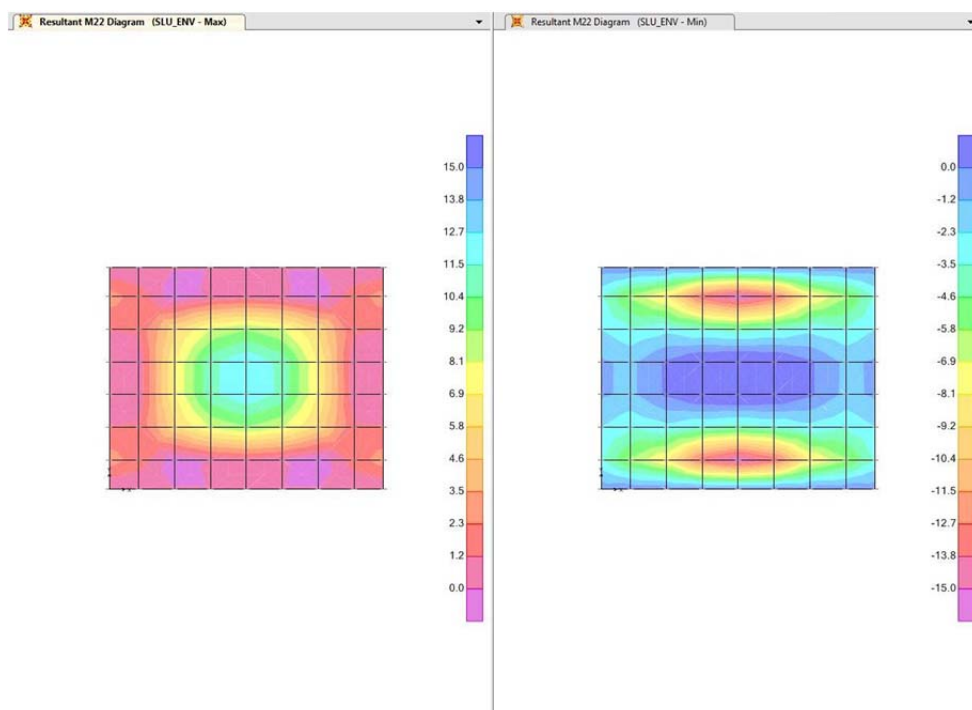



FIG. 18.3 - POZZETTO FANGHI – SUOLA DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 229 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18.3.2. Pareti longitudinali

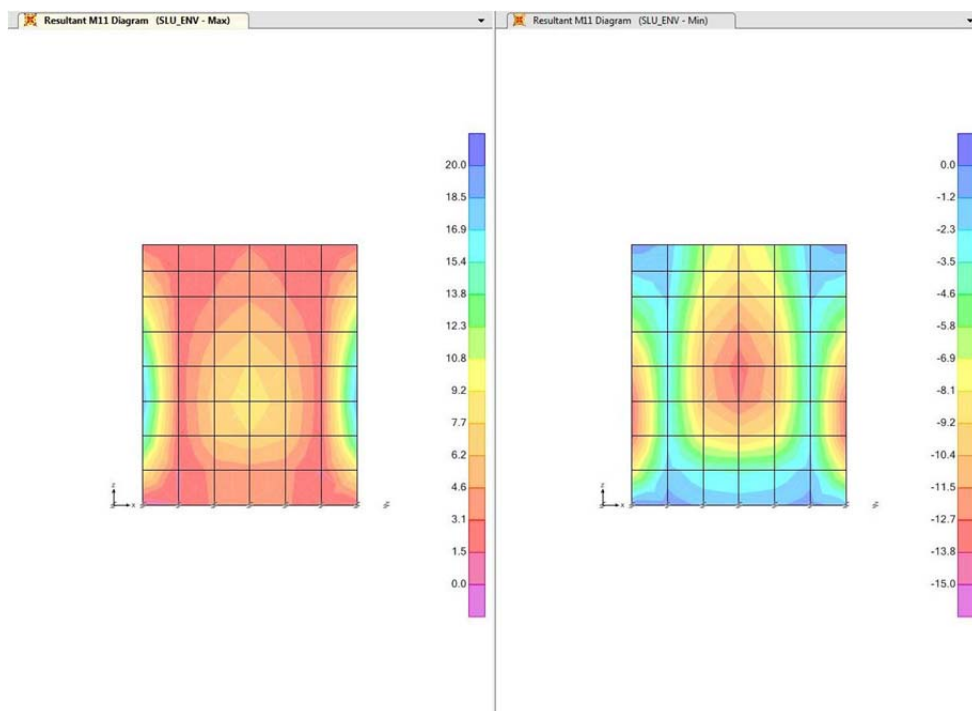


FIG. 18.4 - POZZETTO FANGHI – PARETI LONGITUDINALI – INVILUPPO SLU M11

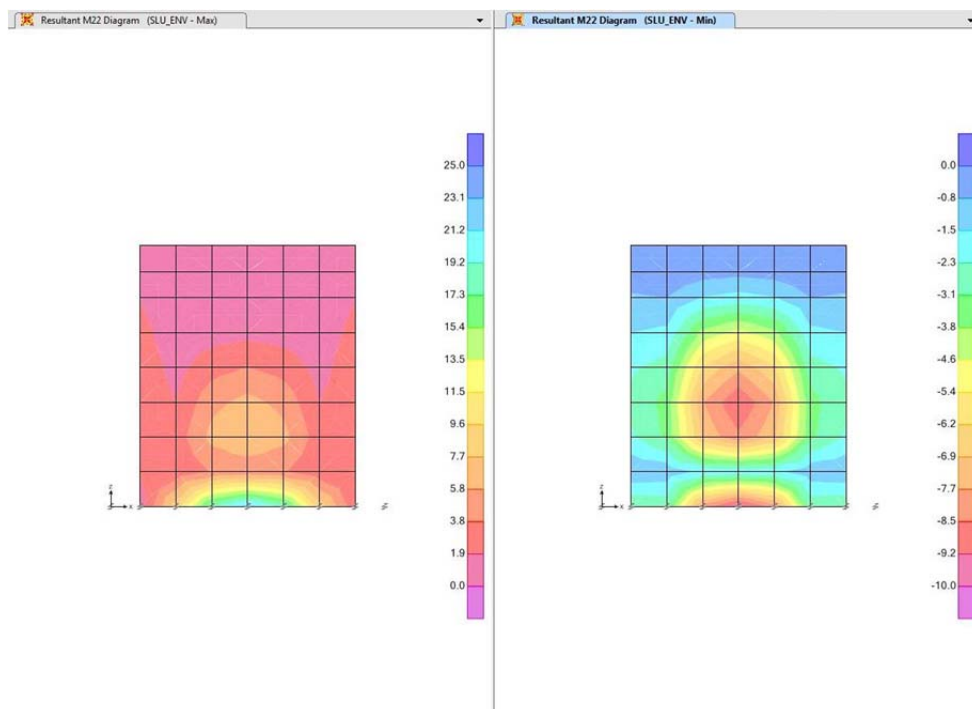



FIG. 18.5 - POZZETTO FANGHI – PARETI LONGITUDINALI – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 230 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18.3.3. Pareti trasversali

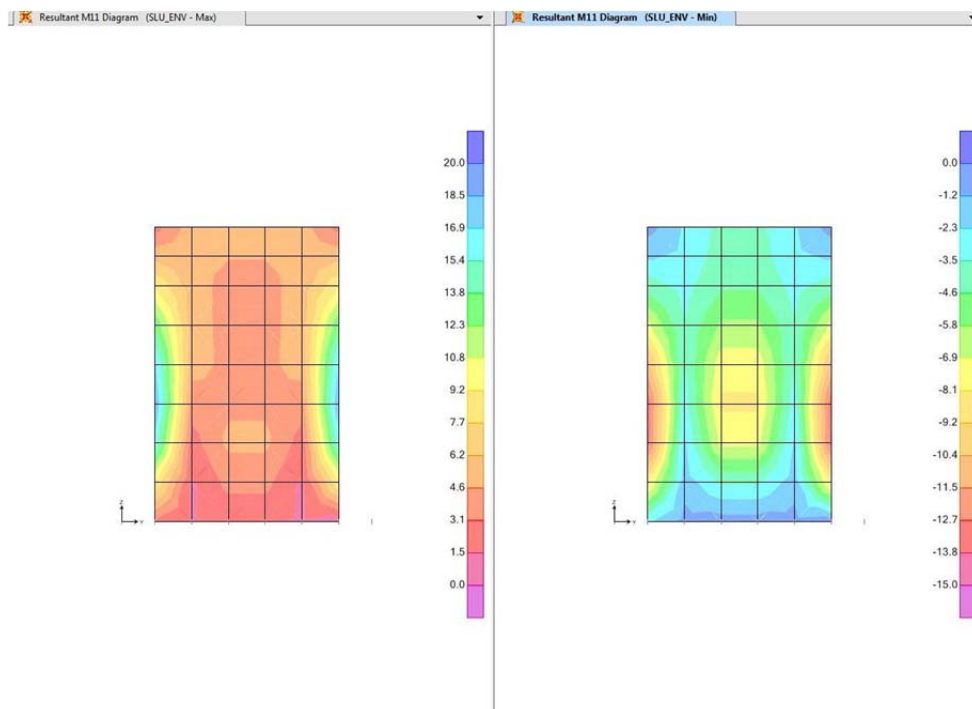


FIG. 18.6 - POZZETTO FANGHI – PARETI TRASVERSALI – INVILUPPO SLU M11

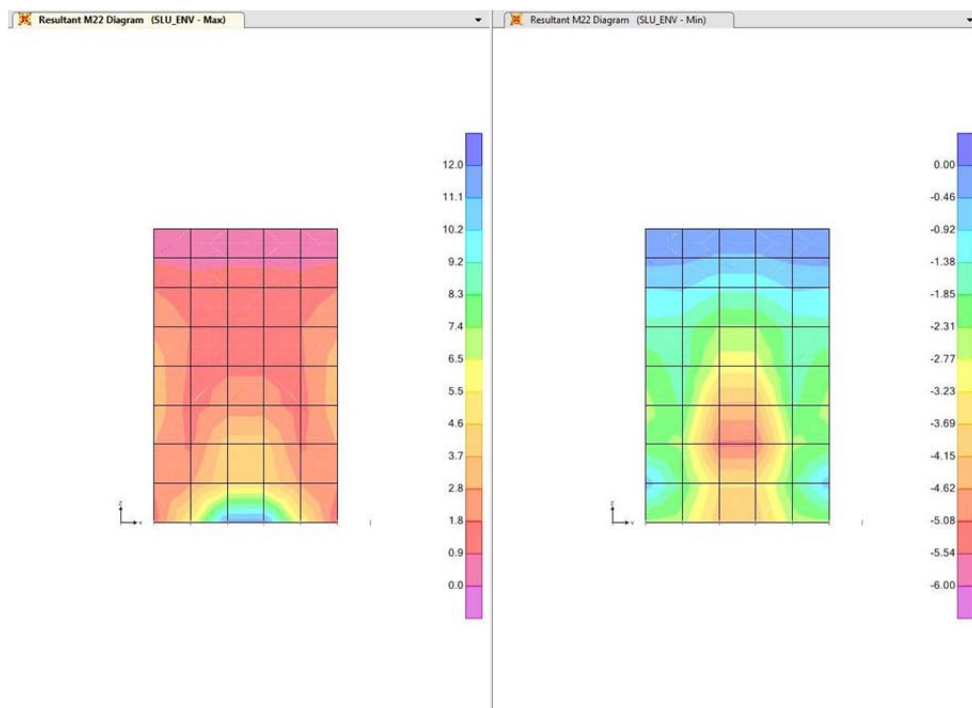



FIG. 18.7 - POZZETTO FANGHI – PARETI TRASVERSALI – INVILUPPO SLU M22

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 231 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

18.4. Verifiche strutturali

18.4.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La suola di fondazione, di spessore 40 cm, viene armata con barre $\Phi 12 / 20$ cm disposte sia in direzione longitudinale che trasversale sia all'intradosso che all'estradosso della sezione. Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 5 cm.

Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione dovuta alla spinta del terreno.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 18.1: POZZETTO FANGHI – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A FLESSIONE


| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 6.65 | 7.65 | 8.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 9 | -9 | 13 | -14 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 83 | -83 | 83 | -83 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 9.22 | 9.22 | 6.38 | 5.93 |

TAB. 18.2: POZZETTO FANGHI – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|-------------|-------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 18 | 26 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 159.00 | 156.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

18.4.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.19 mm (rapporto $H_d/h = 3.20 / 0.40 = 8.00$).

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 232 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 18.3: POZZETTO FANGHI – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Long.) | | DIREZIONE 2 (Trasv.) | |
|--|---------------------|----------|----------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 40 | 40 | 40 | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 7 | -7 | 9 | -10 |
| σ_c [N/mm²] | -0.60 | -0.60 | -0.90 | -1.00 |
| σ_s [N/mm²] | 39.00 | 39.00 | 51.00 | 57.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.


18.4.3. Pareti - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Le pareti, di spessore 30 cm, vengono armate con barre Ø12 / 20 cm disposte sia in direzione verticale che orizzontale ad entrambi i lembi (interno ed esterno) della sezione. Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 5 cm. Le verifiche vengono condotte in condizioni di flessione semplice, trascurando quindi in favore di sicurezza la compressione indotta dal peso proprio (in direzione verticale) e dalla spinta del terreno (in direzione orizzontale).

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 18.4: POZZETTO FANGHI – PARETI – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|----------|---------------------|----------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" | 1Ø12/20" |
| | 5.65 | 5.65 | 5.65 | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 19 | -13 | 22 | -10 |
| M_{Rd}(N_{Ed}) [kNm] | 61.00 | -61.00 | 61.00 | -61.00 |
| F_s = M_{Rd} / M_{Ed} | 3.21 | 4.69 | 2.77 | 6.10 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 233 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 18.5: POZZETTO FANGHI – PARETI – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 | DIREZIONE 2 |
|---|------------------|------------------|
| b [cm] | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 37 | 45 |
| V_{Rd,c} (N_{Ed}) [kN] | 127.00 | 123.00 |
| V_{Rd,max} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| V_{Rd,s} (N_{Ed}) [kN] | - | - |
| Ver. soddisfatta? | SI | SI |

18.4.4. Pareti esterne longitudinali - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Si procede alla verifica delle sezioni più critiche, sia in direzione verticale che orizzontale al lembo interno ed al lembo esterno.

In accordo a quanto previsto dalla EN1992-3:2006, l'apertura massima delle fessure viene limitata a 0.17 mm (rapporto $H_d/h = 3.20 / 0.30 = 10.7$).

TAB. 18.6: POZZETTO FANGHI – PARETI – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 (Orizz.) | | DIREZIONE 2 (Vert.) | |
|--|----------------------|------------------|---------------------|------------------|
| b [cm] | 100 | 100 | 100 | 100 |
| h [cm] | 30 | 30 | 30 | 30 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 | 1Ø12/20" 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 14 | -10 | 16 | -7 |
| σ_c [N/mm²] | -2.20 | -1.60 | -2.80 | -1.20 |
| σ_s [N/mm²] | 110.00 | 79.00 | 131.00 | 57.00 |
| w [mm] | - (*) | - (*) | - (*) | - (*) |


(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

18.5. Verifiche geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche delle fondazioni della vasca di filtrazione finale.

Nello specifico si esplicitano i risultati delle verifiche S.L.U. di tipo geotecnico (*collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e collasso per scorrimento del piano di posa*) e delle verifiche S.L.E. (*calcolo dei cedimenti*) previste al cap. 6.4.2 del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni di tipo superficiale.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 234 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Nell'ambito delle verifiche S.L.U. si omette la verifica di *stabilità globale* in quanto l'opera in oggetto risulta ubicata su terreno sostanzialmente in piano.

18.5.1. Analisi dei carichi

Si calcola la pressione scaricata al di sotto della suola di fondazione:

- Peso proprio suola di fondazione: $G_{k1} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 10.0 \text{ kN/m}^2$
- Peso liquidi contenuti: $Q_K = 10 \text{ kN/m}^3 \times 3.20 \text{ m} = 32.0 \text{ kN/m}^2$

Allo S.L.U. in condizioni persistenti la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale quindi:

$$P_{SLU} = 1.30 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 1.5 \times 32 \text{ kN/m}^2 = 61 \text{ kN/m}^2$$

Allo S.L.U. in condizioni sismiche la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione risulta $P_{SLU,SIS} = 1.00 \times [1.056 \times (10 \text{ kN/m}^2 + 32 \text{ kN/m}^2)] = 45 \text{ kN/m}^2$, valore quindi inferiore rispetto a quello calcolato in condizioni.

Allo S.L.E. la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione vale invece:

$$P_{SLE} = 1.00 \times 10 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \times 32 \text{ kN/m}^2 = 42 \text{ kN/m}^2$$

18.5.2. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

Il peso scaricato dalla vasca ($P_{SLU} = 61 \text{ kN/m}^2$) recupera il peso del terreno rimosso (61 kN/m^2): ne consegue che non vi sono problemi di capacità portante in fondazione.

La verifica di capacità portante viene pertanto omessa in quanto non significativa.

18.5.3. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Non essendoci un dislivello di carico che possa generare uno scorrimento la verifica viene omessa.


18.5.4. Calcolo cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Come sopra calcolato la massima pressione trasmessa al di sotto della suola di fondazione allo S.L.E vale $P_{SLE} = 42 \text{ kN/m}^2$, valore ampiamente inferiore al peso del terreno scavato per raggiungere il piano di imposta della fondazione; lo scarico tensionale prodotto dallo scavo di 3.20 m di terreno è infatti pari a circa:

$$\Delta\sigma = 3.20 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 61 \text{ kN/m}^2.$$

La tensione efficace trasmessa in fondazione, si trova pertanto ad agire in condizioni di ricompressione.

Per quanto concerne i cedimenti, considerando che tutti i terreni si trovano in condizioni di ricarico, si ottiene un cedimento massimo di valore inferiore al centimetro, valore pienamente compatibile con le opere.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 235 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

19. MURO DI SOSTEGNO

Come anticipato al precedente cap. 3.4, nell'ambito della sistemazione definitiva delle aree nell'intorno della Stazione di Grigliatura e Sollevamento Iniziale è prevista la realizzazione di un muro con funzione di sostegno del terrapieno su cui insiste il piazzale dell'esistente Edificio Spogliatoi.

Il muro di sostegno, del tipo a mensola in cemento armato, presenta uno sviluppo complessivo di circa 35 m, di cui 23.5 m costeggiano il piazzale antistante la Stazione di Grigliatura e Sollevamento Iniziale mentre i rimanenti si sviluppano lungo la rampa che collega il suddetto piazzale con la viabilità interna all'Impianto di Depurazione.

La ciabatta di fondazione del muro presenta spessore di 40 cm e sviluppo di 3.00 m, mentre la parete in elevazione, che contiene il retrostante terrapieno, presenta spessore di 35 cm ed altezza di 3.25 m (quota di estradosso +91.85 m slm).

Il terrapieno a tergo presenta un primo tratto inclinato (pendenza 3/2) da quota +91.60 m slm a quota +92.60 m slm e si sviluppa poi in piano. A valle del muro la quota finita del piazzale è invece pari a +89.00 m slm.

Il muro risulta ubicato nell'area interessata dagli scavi che si rendono necessari per la realizzazione della Stazione di Grigliatura e Sollevamento Iniziale: per questo motivo sia il materiale di fondazione che quello di riempimento a tergo è costituito da terreno di riporto per il quale vengono assunti i seguenti parametri geotecnici:


- peso proprio del terreno: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione: $c = 0$
- angolo di attrito efficace: $\varphi' = 30^\circ$

La falda idrostatica non interferisce con il manufatto in oggetto; onde evitare che l'accumulo di acque meteoriche nel terrapieno a tergo possa generare sovraspinte indesiderate sul muro, sul paramento interno dell'elevazione viene previsto un sistema di drenaggio costituito da un filtro drenante in materiale geocomposito (tipo ENKADRAIN o similare), da un tubo di raccolta in PVC DN 160 mm microforato e da tubi di scarico in PVC DN 100 mm disposti a passo 8 m.

Per evitare il rischio di cadute, in testa all'elevazione del muro viene inoltre previsto apposito parapetto metallico.

L'analisi di stabilità e quella strutturale del muro sono state condotte mediante l'ausilio del modulo MURO Ver. 8.31 facente parte del programma di calcolo ENG 8 prodotto da *SIGMAC SOFT*; il programma esegue la verifiche delle pressioni di contatto sul terreno, le verifiche di scorrimento e di ribaltamento dei muri di sostegno sia in condizioni statiche che sismiche secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 2008).

Nella figura seguente si riporta la vista 3D del modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento del muro di sostegno: si precisa che la spinta ed il peso della scarpata del terreno (pendenza 3/2 ed altezza 1.0 m) sono stati considerati nel calcolo mediante un sovraccarico permanente uniformemente distribuito di intensità $P = 18 \text{ kN/m}^3 \times 1.00 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}^2$.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 236 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

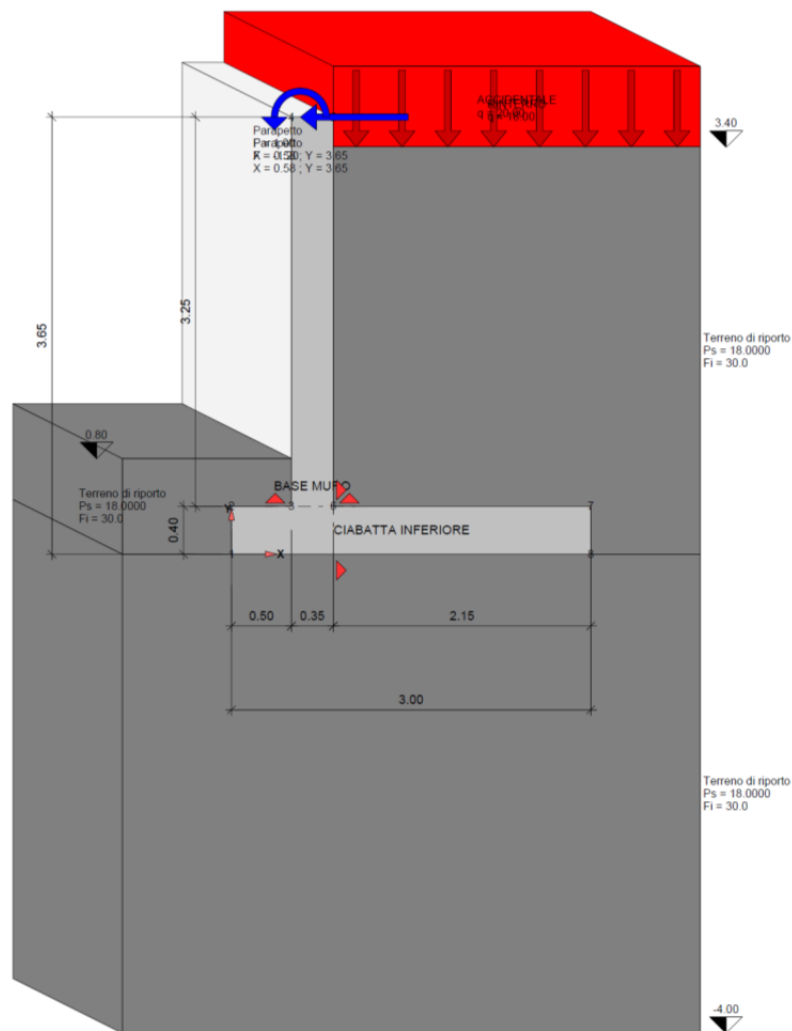



FIG. 19.1 - MURO DI SOSTEGNO – MODELLO DI CALCOLO

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 237 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

19.1. Condizioni di carico


Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio:** peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3 ;
2. **Peso del terreno di riempimento:** valutato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del terreno di 18 kN/m^3 ;
3. **Spinta del terreno:** spinta valutata in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del terreno di 18 kN/m^3 e dell'angolo di attrito efficace $\phi' = 30^\circ$;
4. **Peso e spinta della scarpata:** la spinta ed il peso della scarpata del terreno (pendenza $3/2$ ed altezza 1.0 m) sono stati considerati nel calcolo mediante un sovraccarico permanente uniformemente distribuito di intensità $P = 18 \text{ kN/m}^3 \times 1.00 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}^2$;
5. **Spinta del sovraccarico a tergo:** spinta valutata in automatico dal programma di calcolo, sotto forma di pressione uniforme sull'altezza del muro, considerando un sovraccarico a tergo $Q = 20 \text{ kN/m}^2$ e l'angolo di attrito efficace $\phi' = 30^\circ$.
6. **Azioni variabili dal parapetto:** azione orizzontale concentrata applicata a testa muro pari a $F_H = 1 \text{ kN/m}$ e momento flettente $M_H = F_H \times h_{\text{parapetto}} = 1 \text{ kN/m} \times 1.2 \text{ m} = 1.2 \text{ kNm/m}$.
7. **Azioni sismiche:** sia le azioni inerziali sulle masse (strutture e terreno di riempimento) che le spinte del terreno e dei sovraccarichi in condizioni sismiche sono valutate in automatico dal programma di calcolo in funzione dei seguenti parametri sismici valutati, in favor di sicurezza, per lo Stato Limite di Collasso (S.L.C.):
 - $a_g/g = 0.075$;
 - $S_s = 1.50$ (terreno tipo C);
 - $S_T = 1.00$ (categoria topografica T1);
 - $\beta_m = 0.18$;
 - $K_H = 0.0202$
 - $K_V = \pm 0.0101$

19.2. Combinazioni dei carichi e criteri di verifica

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.

Per quanto riguarda nello specifico le verifiche allo Stato Limite Ultimo, la verifica di ribaltamento (che non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione) viene trattata come uno stato limite di equilibrio (EQU) utilizzando i coefficienti parziali per le azioni definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008 ed adoperando per il calcolo delle spinte i coeffi-

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 238 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

cienti parziali di gruppo M2 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 14/01/2008 (vedere precedente cap. 9.3).

La normativa prevede che le verifiche di carattere geotecnico (GEO) e strutturali (STR) vengano condotte secondo almeno uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- Approccio 2: (A1+M1+R3)

In favore di sicurezza per il muro di sostegno le verifiche di carattere geotecnico (GEO) e strutturali (STR) sono state condotte considerando entrambi gli approcci definiti dalla normativa.

I valori dei coefficienti A1, A2, M1 e M2 sono quelli definiti nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II del D.M. 14/01/2008 e riportati al precedente cap. 9.3, mentre i coefficienti R1, R2 e R3 (specifici per i muri di sostegno) sono quelli definiti nella tabella 6.5.I del D.M. 14/01/2008 che per comodità si riporta nel seguito.

TAB. 19.1: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI MURI DI SOSTEGNO (TAB. 6.5.I DEL D.M. 14/01/2008)

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,4$ |

19.3. Verifica geotecniche


Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche del muro di sostegno.

19.3.1. Verifica di ribaltamento allo Stato Limite Ultimo (EQU)

Le seguenti tabelle esplicitano i risultati delle verifiche di ribaltamento condotte allo Stato Limite Ultimo in condizioni persistenti e sismiche.

TAB. 19.2: MURO DI SOSTEGNO – VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

| EQU | Momento ribaltante E_D [kNm/m] | Momento stabilizzante R_D [kNm/m] | Coefficiente di sicurezza FS |
|---------------------------------|--|---|------------------------------------|
| S.L.U. (Condizioni persistenti) | 148.56 | 314.67 | 2.118 |
| S.L.U. (Condizioni sismiche) | 131.28 | 316.45 | 2.410 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 239 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

19.3.2. Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

Le seguenti tabelle esplicitano i risultati delle verifiche a scorrimento sul piano di posa condotte secondo i vari approcci di calcolo allo Stato Limite Ultimo in condizioni persistenti e sismiche.

TAB. 19.3: MURO DI SOSTEGNO – SCORRIMENTO – VERIFICHE SLU PERSISTENTI

| S.L.U. (Condizioni persistenti) | | Azione orizzontale $E_{d,H}$ [kN/m] | Azione verticale $E_{d,V}$ [kN/m] | Coefficiente di attrito C_A | Coefficiente di sicurezza F_S |
|---------------------------------|----------|--|--------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| APPROCCIO 1 - Combinazione 1 | A1+M1+R1 | 90.01 | 210.35 | 0.50 | 1.168 |
| APPROCCIO 1 - Combinazione 2 | A2+M2+R1 | 87.12 | 209.37 | 0.50 | 1.202 |
| APPROCCIO 2 | A1+M1+R3 | 90.01 | 210.35 | 0.50 | 1.062 |

TAB. 19.4: MURO DI SOSTEGNO – SCORRIMENTO – VERIFICHE SLU SISMICI

| S.L.U. (Condizioni sismiche) | | Azione orizzontale $E_{d,H}$ [kN/m] | Azione verticale $E_{d,V}$ [kN/m] | Coefficiente di attrito C_A | Coefficiente di sicurezza F_S |
|------------------------------|----------|--|--------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| APPROCCIO 1 - Combinazione 1 | A1+M1+R1 | 68.15 | 199.24 | 0.50 | 1.462 |
| APPROCCIO 1 - Combinazione 2 | A2+M2+R1 | 81.50 | 204.02 | 0.50 | 1.252 |
| APPROCCIO 2 | A1+M1+R3 | 68.15 | 199.24 | 0.50 | 1.329 |

19.3.3. Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo


Le seguenti tabelle esplicitano i risultati delle verifiche di capacità portante condotte secondo i vari approcci di calcolo allo Stato Limite Ultimo in condizioni persistenti e sismiche adottando la formula di Brinch-Hansen.

TAB. 19.5: MURO DI SOSTEGNO – CAP. PORTANTE – VERIFICHE SLU PERSISTENTI

| S.L.U. (Condizioni persistenti) | | Azione verticale $N_{d,V}$ [kN/m] | Resistenza di progetto R_d [kN/m] | Coefficiente di sicurezza F_S |
|---------------------------------|----------|--------------------------------------|--|------------------------------------|
| APPROCCIO 1 - Combinazione 1 | A1+M1+R1 | 263.79 | 599.73 | 2.274 |
| APPROCCIO 1 - Combinazione 2 | A2+M2+R1 | 209.37 | 213.56 | 1.020 |
| APPROCCIO 2 | A1+M1+R3 | 263.79 | 428.38 | 1.624 |

TAB. 19.6: MURO DI SOSTEGNO – CAPACITA' PORTANTE – VERIFICHE SLU SISMICI

| S.L.U. (Condizioni sismiche) | | Azione verticale $N_{d,V}$ [kN/m] | Resistenza di progetto R_d [kN/m] | Coefficiente di sicurezza F_S |
|------------------------------|----------|--------------------------------------|--|------------------------------------|
| APPROCCIO 1 - Combinazione 1 | A1+M1+R1 | 203.13 | 599.31 | 2.950 |
| APPROCCIO 1 - Combinazione 2 | A2+M2+R1 | 207.99 | 233.8 | 1.124 |
| APPROCCIO 2 | A1+M1+R3 | 203.13 | 428.08 | 2.107 |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 240 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

19.4. Verifiche strutturali

19.4.1. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo

La suola di fondazione, di spessore 40 cm, presenta la seguente armatura:

- Direzione trasversale:
 - Sezione di incastro lato monte: barre $\Phi 12$ / 10 cm ad estradosso
barre $\Phi 12$ / 20 cm ad intradosso
 - Armatura corrente: barre $\Phi 12$ / 20 cm ad estradosso
barre $\Phi 12$ / 20 cm ad intradosso
- Direzione longitudinale:
 - Armatura corrente: barre $\Phi 10$ / 20 cm ad entrambi i lembi

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 4 cm.


Le sollecitazioni di verifica sono desunte dalla combinazione 1 dell'Approccio 1: nella sezione di incastro con l'elevazione il momento flettente massimo ($M = 75$ kNm/m) si verifica nel lato di monte in condizioni persistenti così come la massima azione di taglio ($V = 65$ kN/m). Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

TAB. 19.7: MURO DI SOSTEGNO – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A FLESSIONE

| | DIREZIONE 1 |
|---------------------------------|------------------|
| b [cm] | 100 |
| h [cm] | 40 |
| $A_{S,tesa}$ [cm ²] | 1Ø12/10" 11.3 |
| $A_{S,comp}$ [cm ²] | 1Ø12/20" 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 75 |
| $M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm] | 151 |
| $F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$ | 2.01 |

TAB. 19.8: MURO DI SOSTEGNO – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 |
|---------------------------------|------------------|
| b [cm] | 100 |
| h [cm] | 40 |
| $A_{S,tesa}$ [cm ²] | 1Ø12/10" 11.3 |
| $A_{S,comp}$ [cm ²] | 1Ø12/20" 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 |
| V_{Ed} [kNm] | 65.00 |
| $V_{Rd,c}(N_{Ed})$ [kN] | 159.00 |
| $V_{Rd,max}(N_{Ed})$ [kN] | - |
| $V_{Rd,s}(N_{Ed})$ [kN] | - |
| Ver. soddisfatta? | SI |

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 241 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

19.4.2. Suola di fondazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

In favore di sicurezza l'apertura delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara. Nella sezione di incastro lato monte con l'elevazione il momento flettente massimo in condizioni rare vale $M = 67 \text{ kNm/m}$.

TAB. 19.9: MURO DI SOSTEGNO – SUOLA DI FONDAZIONE – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 |
|--|-------------|
| b [cm] | 100 |
| h [cm] | 40 |
| A_{S,tesa} [cm²] | 1Ø12/10" |
| | 11.3 |
| A_{S,comp} [cm²] | 1Ø12/20" |
| | 5.65 |
| N_{Ed} [kN] | 0 |
| M_{Ed} [kNm] | 65 |
| σ_c [N/mm²] | -4.50 |
| σ_s [N/mm²] | 190.00 |
| w [mm] | - (*) |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

19.4.3. Elevazione - Verifiche allo Stato Limite Ultimo


L'elevazione, di spessore 35 cm, presenta la seguente armatura:

- Direzione verticale:
 - Sezione di base: barre Ø12 / 10 cm al lembo esterno
barre Ø12 / 20 cm al lembo esterno
 - A partire da 1.40 m da base parete: barre Ø12 / 20 cm al lembo esterno
barre Ø12 / 20 cm al lembo esterno
- Direzione orizzontale:
 - Armatura corrente: barre Ø10 / 20 cm ad entrambi i lembi

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm.

Le sollecitazioni di verifica sono desunte dalla combinazione 1 dell'Approccio 1: nella sezione di base il momento flettente massimo ($M = 99 \text{ kNm/m}$) si verifica in condizioni persistenti così come la massima azione di taglio ($V = 76 \text{ kN/m}$).

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche eseguite.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 242 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

TAB. 19.10: MURO DI SOSTEGNO – ELEVAZIONE – VERIFICHE SLU FLESSIONE

| | DIREZIONE 2 |
|--|-------------|
| b [cm] | 100 |
| h [cm] | 35 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" |
| | 11.3 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" |
| | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 99 |
| M _{Rd} (N _{Ed}) [kNm] | 127.00 |
| F _s = M _{Rd} / M _{Ed} | 1.28 |

TAB. 19.11: MURO DI SOSTEGNO – ELEVAZIONE – VERIFICHE SLU A TAGLIO

| | DIREZIONE 1 |
|---|-------------|
| b [cm] | 100 |
| h [cm] | 35 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" |
| | 11.3 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" |
| | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 |
| V _{Ed} [kNm] | 76 |
| V _{Rd,c} (N _{Ed}) [kN] | 149.00 |
| V _{Rd,max} (N _{Ed}) [kN] | - |
| V _{Rd,s} (N _{Ed}) [kN] | - |
| Ver. soddisfatta? | SI |

19.4.4. Elevazione - Verifiche allo Stato Limite di Esercizio


In favore di sicurezza l'apertura delle fessure viene limitata a 0.20 mm anche in condizione rara. Nella sezione di base muro il momento flettente massimo in condizioni rare vale $M = 72$ kNm/m.

TAB. 19.12: MURO DI SOSTEGNO – ELEVAZIONE – VERIFICHE SLE (COND. RARE)

| | DIREZIONE 1 |
|--|-------------|
| b [cm] | 100 |
| h [cm] | 35 |
| A _{S,tesa} [cm ²] | 1Ø12/10" |
| | 11.3 |
| A _{S,comp} [cm ²] | 1Ø12/20" |
| | 5.65 |
| N _{Ed} [kN] | 0 |
| M _{Ed} [kNm] | 72 |
| σ _c [N/mm ²] | -6.20 |
| σ _s [N/mm ²] | 240.00 |
| w [mm] | 0.20 |

(*) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 243 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

20. OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI

Come anticipato al precedente cap. 3.4, la Stazione di Grigliatura e Sollevamento Iniziale presenta soletta di fondo imbasata a q.ta +82.00 m s.l.m., quindi circa 10 m al di sotto del piano campagna: per consentire la sua costruzione è pertanto necessario procedere allo sbancamento ed alla realizzazione di un trincea profonda circa 10 m.

A causa della presenza in adiacenza di edifici e strutture preesistenti, in alcuni tratti non è però possibile procedere con il semplice scavo in trincea ed è quindi necessario prevedere la realizzazione di opere provvisorie di sostegno del terreno circostante.


Nello specifico sono previsti due distinti tratti di opere di sostegno provvisorie costituite da palancolati metallici a sbalzo:

- Paratia A: posta lungo il lato nord-est dello scavo onde preservare l'esistente "Locale Spogliatoio", presenta uno sviluppo di circa 28 m ed è costituita da palancole metalliche tipo AZ36 in acciaio S355 di lunghezza $L = 18$ m;
- Paratia B: posta lungo il lato sud dello scavo la "Stazione di Grigliatura" esistente ed il "Pozzetto arrivo liquami" esistente, presenta uno sviluppo di circa 15 m ed è costituita da palancole metalliche tipo AZ36 in acciaio S355 di lunghezza $L = 18$ m.

L'analisi di stabilità e quella strutturale del muro sono state condotte mediante l'ausilio del Programma di calcolo *PARATIE Plus 2014* prodotto da *CEAS S.r.l.*; il programma è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Nel seguito si riportano le ipotesi di calcolo ed i risultati delle analisi condotte per le due paratie.

Al riguardo si precisa che in sede costruttiva le analisi di dimensionamento delle opere provvisorie andranno riverificate alla luce delle risultanze di indagini geognostiche specifiche atte a definire l'effettiva stratigrafia del terreno in corrispondenza del tracciato delle paratie stesse.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 244 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

20.1. Paratia tipo A

20.1.1. Stratigrafia e parametri geotecnici

In accordo a quanto indicato al precedente cap. 7, a partire dal piano campagna vengono considerati tra distinti strati di terreno così definiti:

- Livello I: Terreno di riporto. Presente da 0 a 2.5 metri dal p.c.;
- Livello II: Sabbia fine limosa/limo sabbioso. Presente da 2.5 a 8.5 metri dal p.c.;
- Livello III: Ghiaia in matrice sabbiosa e limosa. Presente da 8.5 metri a fine sondaggio.

L'analisi viene condotta in condizioni drenate considerando i parametri geotecnici già definiti nel precedente cap. 7 e qui di seguito riportati per comodità:

| Livello | γ KN/m ³ | c' KPa | ϕ' ° | E MPa | E_{UR} MPa |
|---------|-------------------------------|-------------|--------------|----------|-----------------|
| I | 18 | — | 30 | 20 | 100 |
| II | 18.5 | — | 32 | 5 | 50 |
| III | 18 | — | 38 | 60 | 180 |

20.1.2. Palancolato metallico


Il palancolato è costituito da profili AZ36 in acciaio S355 GP di lunghezza L= 18.00 m aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Momento d'inerzia $I = 89600 \text{ cm}^4/\text{m};$
- Modulo di resistenza elastico $W_{EL} = 3600 \text{ cm}^3/\text{m};$
- Modulo di resistenza plastico $W_{PL} = 4100 \text{ cm}^3/\text{m};$
- Peso per metro quadrato di paratia $P = 169 \text{ Kg/m}^2;$
- Classificazione secondo EN1993-5 classe 2.

20.1.3. Fasi di calcolo

Si considerano tre distinte fasi di calcolo:

- FASE 1: Stato iniziale;
- FASE 2: Realizzazione della paratia;
- FASE 3: Scavo finale.

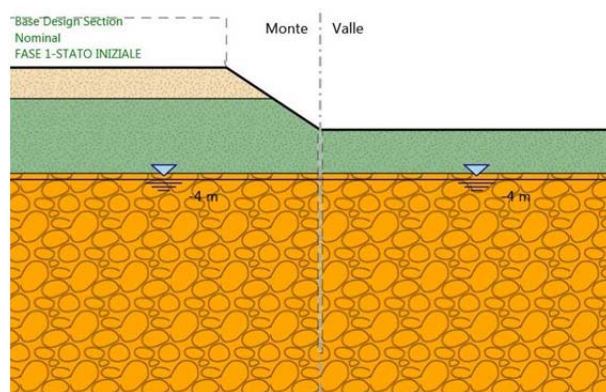
| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 245 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Il piano campagna, corrispondente al piazzale circostante l'esistente "Edificio Spogliatoi", risulta circa a q.ta +93.50 m slm, mentre il fondo scavo, in adiacenza alla "Stazione di grigliatura e sollevamento iniziale", risulta a q.ta +82.00 m slm per uno sbalzo complessivo di 11.50 m; al fine di limitare l'impegno statico della paratia si sfrutta lo spazio disponibile tra l'edificio esistente e la stazione di nuova realizzazione realizzando, a tergo della paratia, una scarpata di pendenza 3/2 ed impronta in pianta di circa 7.50 m che permette di portare la quota del terreno (e quindi la quota di testa della paratia) a +87.50 m slm: la sbalzo della paratia risulta quindi di 5.50 m.

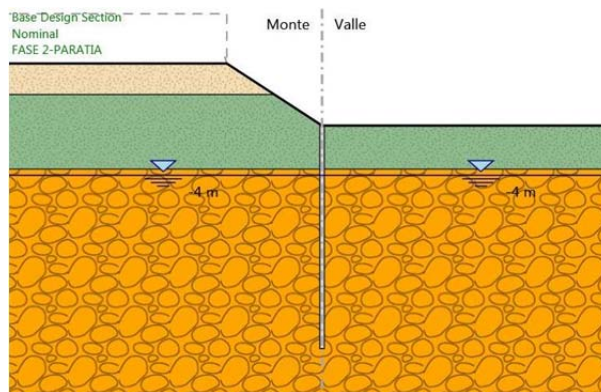
La falda è a quota -83.50 m slm: sul lato scavo si rende quindi necessario prevedere un sistema di aggotamento provvisorio tale da deprimere la falda fino a quota +81.00 m slm in modo da garantire che il fondo scavo risulti perfettamente asciutto.

Nella fase 3 (scavo finale) a tergo della paratia viene applicato un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito di intensità $Q = 10 \text{ kN/m}^2$.

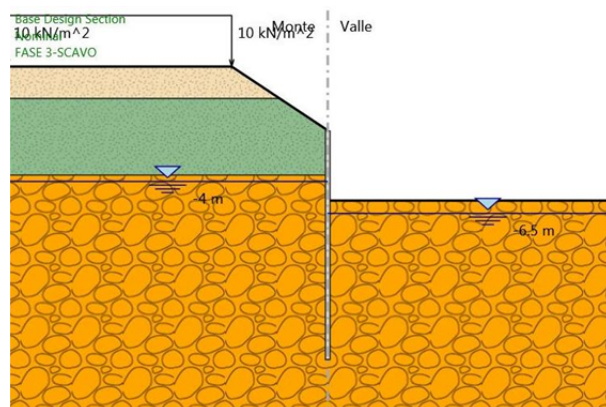
Nella figura seguente si riportano le sezioni di calcolo delle tre distinte fasi sopra descritte.



FASE 1 – STATO INIZIALE




FASE 2 – REALIZZAZIONE DELLA PARATIA



FASE 3 – SCAVO FINALE

FIG. 20.1 - PARATIA A – FASI DI CALCOLO

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 246 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

20.1.4. Risultati delle analisi

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi di involucro allo Stato Limite Ultimo (combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1) dello stato di sollecitazione della paratia (momento flettente e taglio) ed il diagramma degli spostamenti allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara).

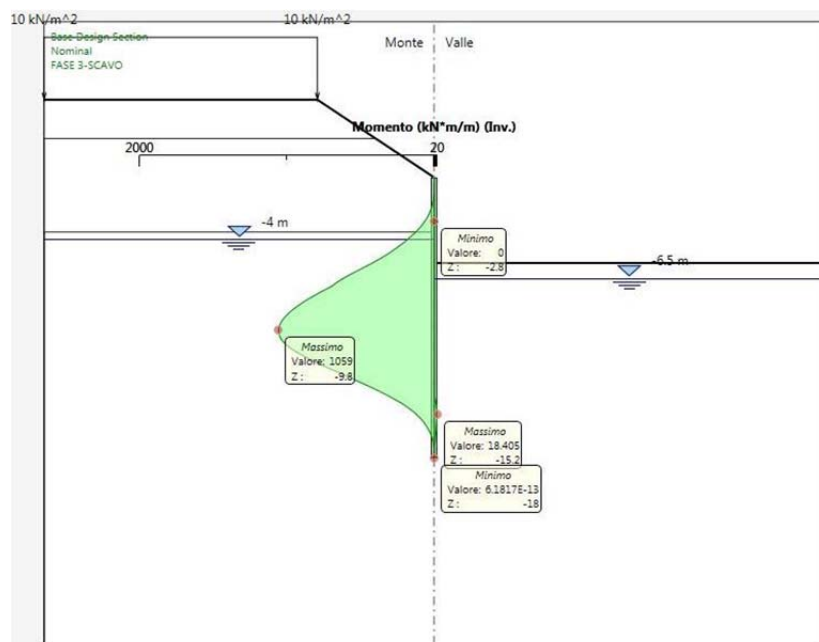


FIG. 20.2 - PARATIA A – INVILUPPO SLU MOMENTO FLETTENTE

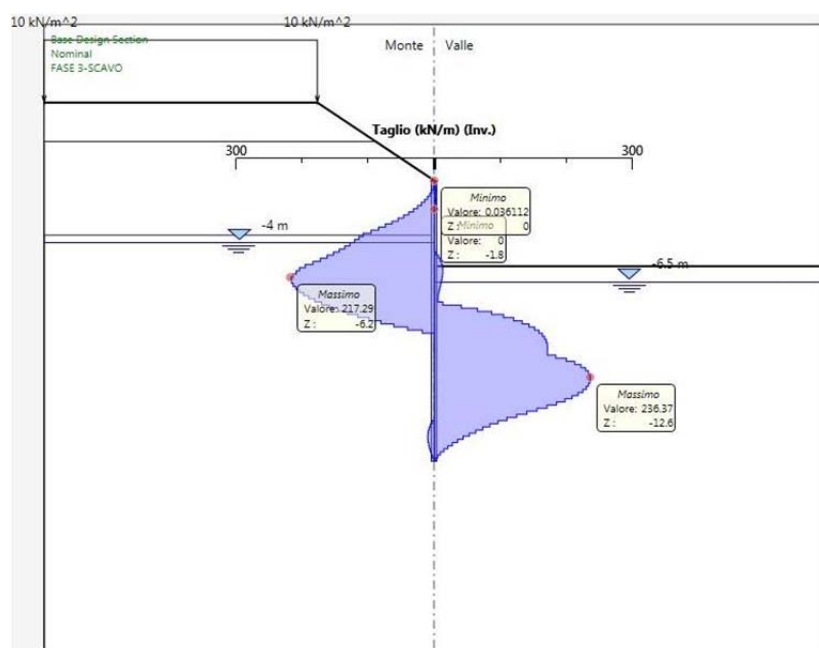



FIG. 20.3 - PARATIA A – INVILUPPO SLU AZIONE DI TAGLIO

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 247 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

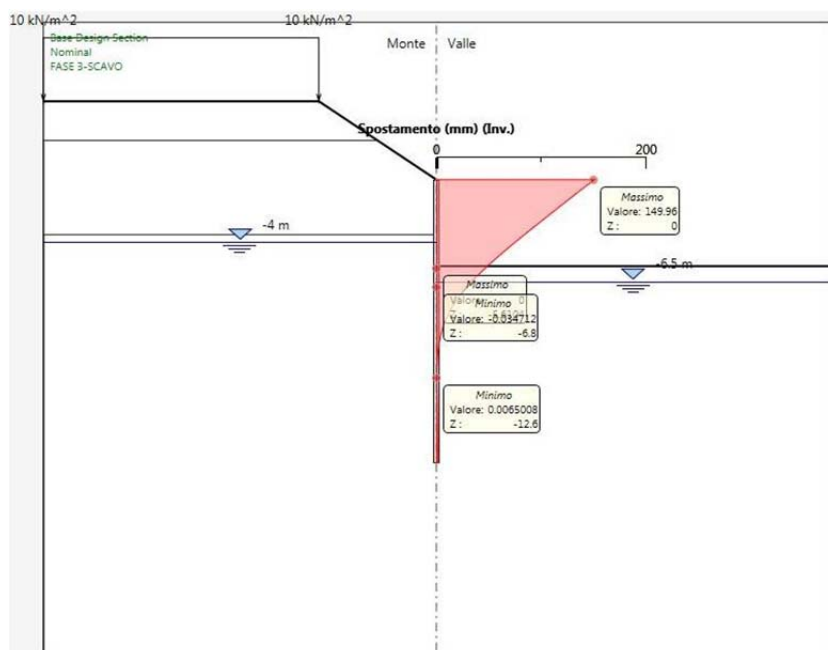


FIG. 20.4 - PARATIA A – DEFORMAZIONE ALLO SLE

20.1.5. Verifiche strutturali palancolato

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi che riportano il tasso di sfruttamento a flessione ed a taglio della paratia con riferimento alle sollecitazioni definite dall'involuppo allo Stato Limite Ultimo (combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1) dello stato di sollecitazione della paratia (momento flettente e taglio) ed il diagramma degli spostamenti allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara).

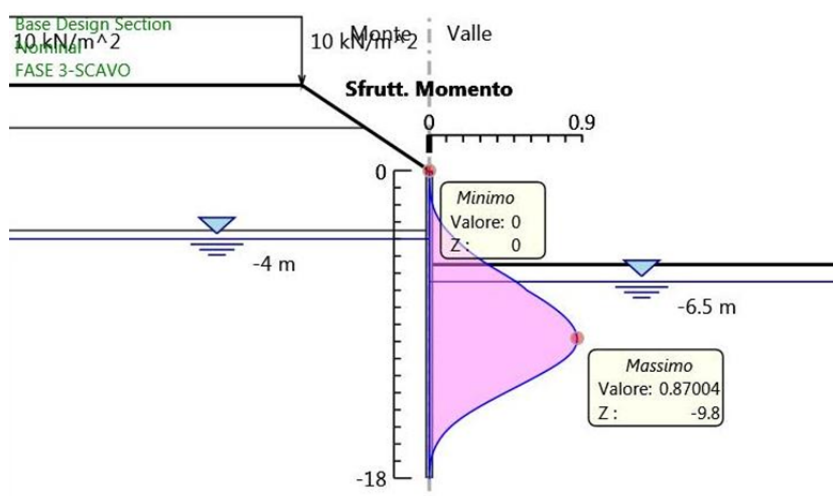



FIG. 20.5 - PARATIA A – TASSO DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 248 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

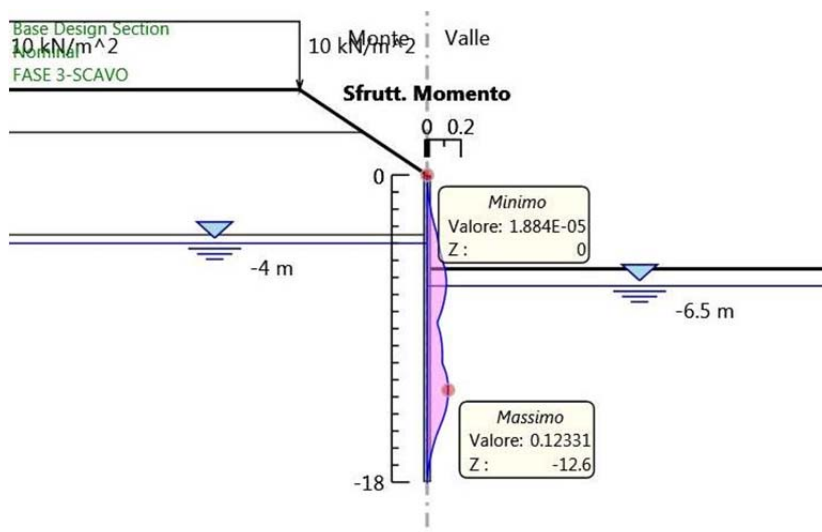



FIG. 20.6 - PARATIA A – TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO

Come si evince dai diagrammi sopra riportati, le verifiche sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 249 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

20.2. Paratia tipo B

20.2.1. Stratigrafia e parametri geotecnici

In accordo a quanto indicato al precedente cap. 7, a partire dal piano campagna vengono considerati tra distinti strati di terreno così definiti:

- Livello I: Terreno di riporto. Presente da 0 a 2.5 metri dal p.c.;
- Livello II: Sabbia fine limosa/limo sabbioso. Presente da 2.5 a 8.5 metri dal p.c.;
- Livello III: Ghiaia in matrice sabbiosa e limosa. Presente da 8.5 metri a fine sondaggio.

L'analisi viene condotta in condizioni drenate considerando i parametri geotecnici già definiti nel precedente cap. 7 e qui di seguito riportati per comodità:

| Livello | γ KN/m ³ | c' KPa | ϕ' ° | E MPa | E_{UR} MPa |
|---------|-------------------------------|-------------|--------------|----------|-----------------|
| I | 18 | — | 30 | 20 | 100 |
| II | 18.5 | — | 32 | 5 | 50 |
| III | 18 | — | 38 | 60 | 180 |

20.2.2. Palancolato metallico


Il palancolato è costituito da profili AZ36 in acciaio S355 GP di lunghezza L= 18.00 m aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Momento d'inerzia $I = 89600 \text{ cm}^4/\text{m};$
- Modulo di resistenza elastico $W_{EL} = 3600 \text{ cm}^3/\text{m};$
- Modulo di resistenza plastico $W_{PL} = 4100 \text{ cm}^3/\text{m};$
- Peso per metro quadrato di paratia $P = 169 \text{ Kg/m}^2;$
- Classificazione secondo EN1993-5 classe 2.

20.2.3. Fasi di calcolo

Si considerano tre distinte fasi di calcolo:

- FASE 1: Stato iniziale;
- FASE 2: Realizzazione della paratia;
- FASE 3: Scavo finale.

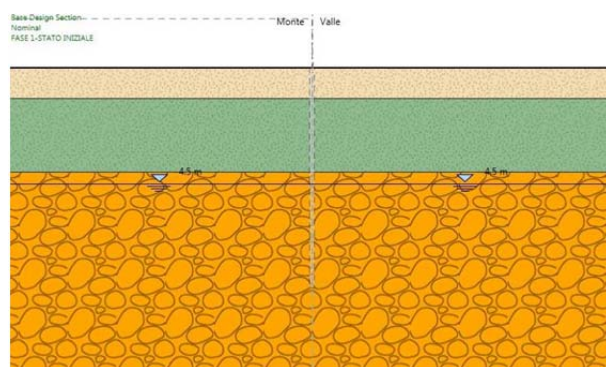
| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 250 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

Il piano campagna risulta circa a q.ta +93.00 m slm, mentre il fondo scavo, in adiacenza al “Pozzetto di ripartizione ai pretrattamenti”, risulta a q.ta +84.00 m slm per uno sbalzo complessivo di 9.0 m; al fine di limitare l’impegno statico della paratia si sfrutta lo spazio disponibile tra il “Pozzetto di ripartizione ai pretrattamenti” e la paratia realizzando, di fronte alla paratia, una banchinatura a q.ta +86.00 m slm di larghezza $B = 4.0$ m e con scarpata di pendenza 3/2.

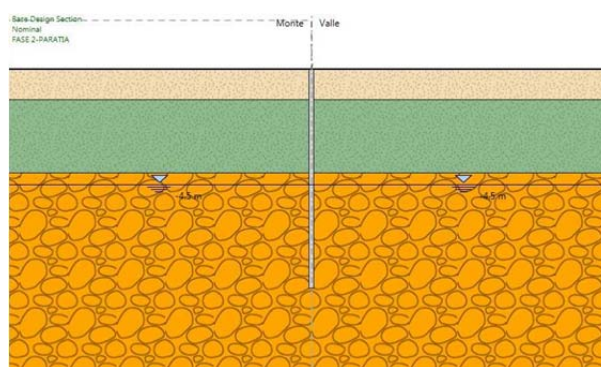
La falda, a quota -83.50 m slm, risulta bilanciata sia a monte che a valle della paratia.

Nella fase 3 (scavo finale) immediatamente a tergo della paratia viene applicato un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito di intensità $Q = 10$ kN/m².

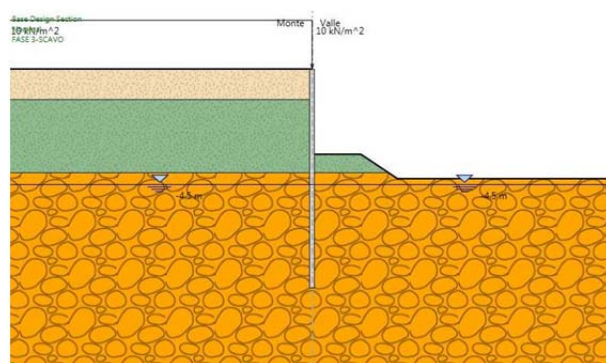
Nella figura seguente si riportano le sezioni di calcolo delle tre distinte fasi sopra descritte.



FASE 1 – STATO INIZIALE




FASE 2 – REALIZZAZIONE DELLA PARATIA



FASE 3 – SCAVO FINALE

FIG. 20.7 - PARATIA B – FASI DI CALCOLO

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 251 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

20.2.4. Risultati delle analisi

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi di involucro allo Stato Limite Ultimo (combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1) dello stato di sollecitazione della paratia (momento flettente e taglio) ed il diagramma degli spostamenti allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara).

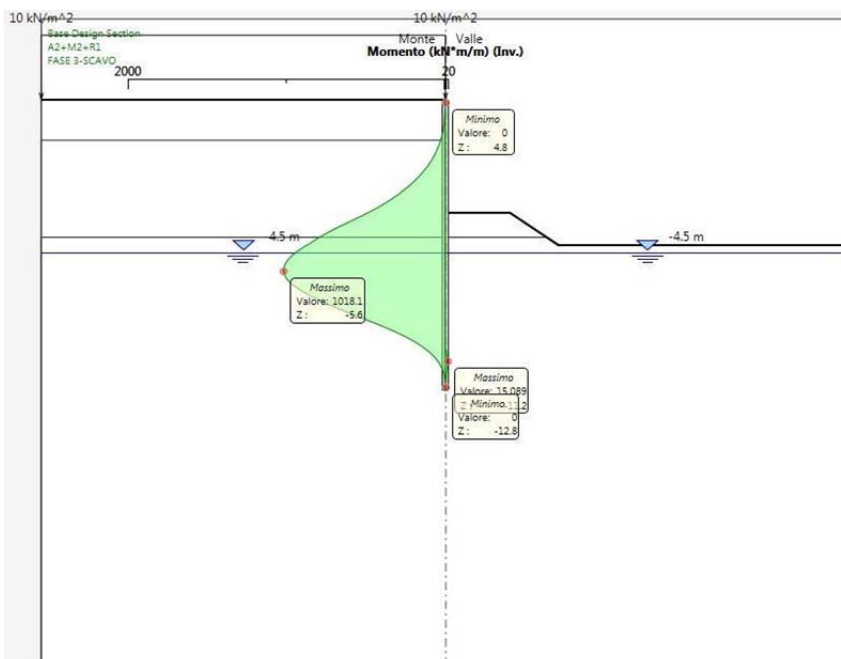


FIG. 20.8 - PARATIA B – INVILUPPO SLU MOMENTO FLETTENTE

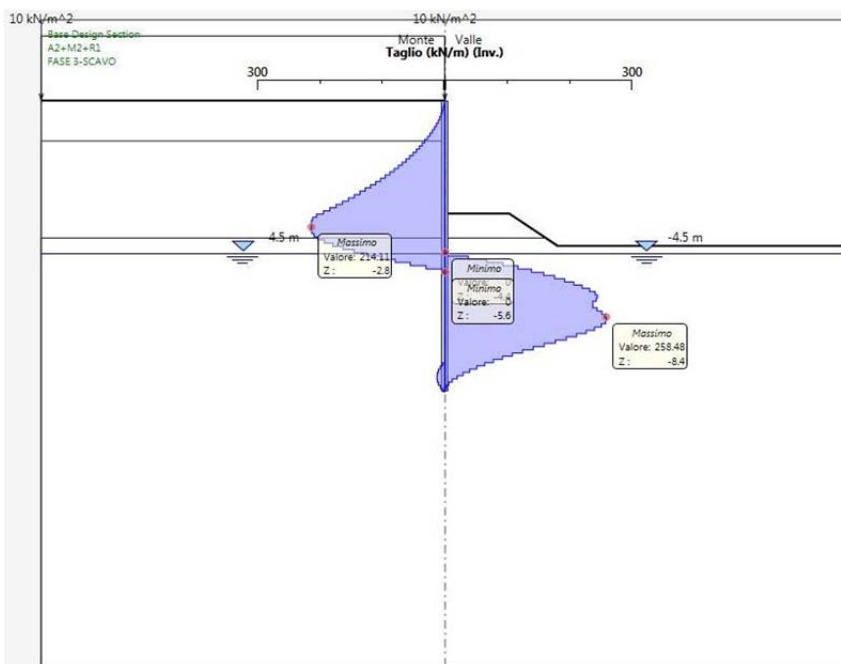



FIG. 20.9 - PARATIA B – INVILUPPO SLU AZIONE DI TAGLIO

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 252 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

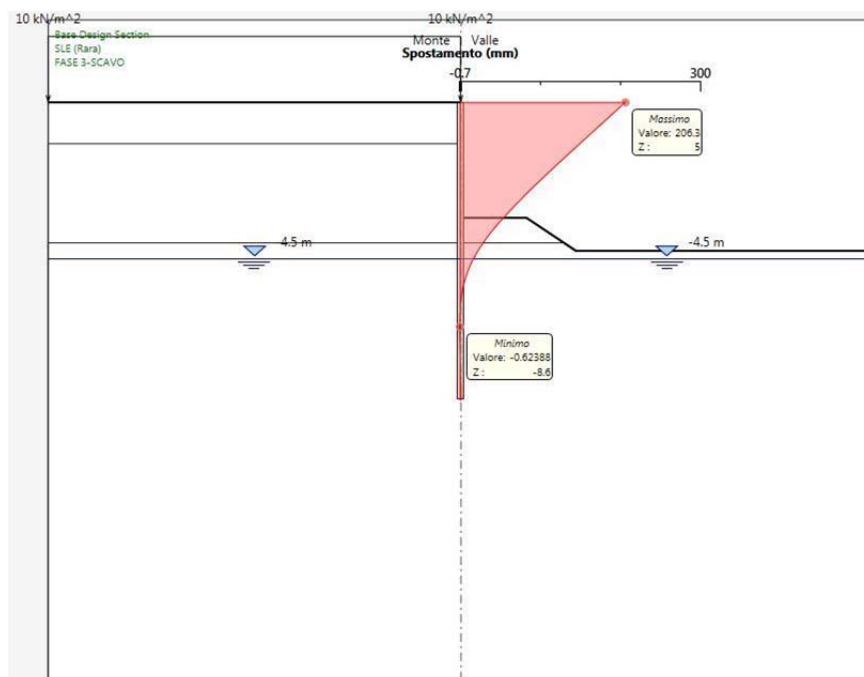


FIG. 20.10 - PARATIA B – DEFORMAZIONE ALLO SLE

20.2.5. Verifiche strutturali palancoleto

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi che riportano il tasso di sfruttamento a flessione ed a taglio della paratia con riferimento alle sollecitazioni definite dall'involuppo allo Stato Limite Ultimo (combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1) dello stato di sollecitazione della paratia (momento flettente e taglio) ed il diagramma degli spostamenti allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara).

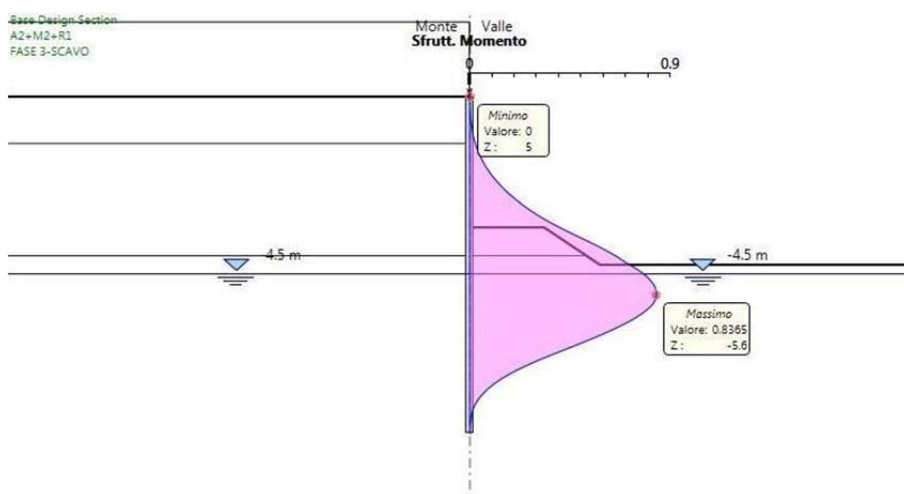



FIG. 20.11 - PARATIA B – TASSO DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 253 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

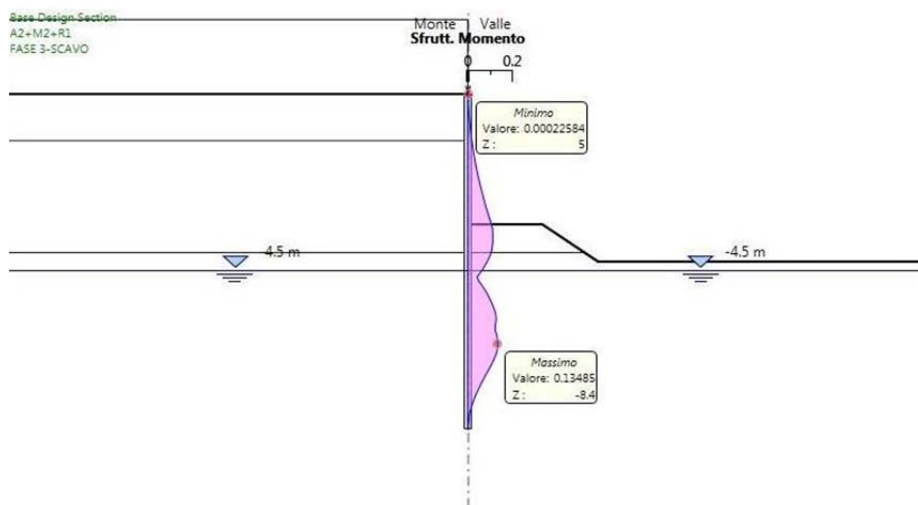



FIG. 20.12 - PARATIA B – TASSO DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO

Come si evince dai diagrammi sopra riportati, le verifiche sono tutte soddisfatte.

| | | | | |
|---|--------|-------------------------|--------------------------------|-------------|
|  | Rev. 0 | Data: Settembre 2016 | El. II052P-PE-ST001 | Pag. n. 254 |
| | Rev. | Data: | RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE | |

21. CONCLUSIONI

Dal punto di vista strutturale le analisi svolte consentono di concludere che gli elementi strutturali sono sicuri nei confronti delle azioni permanenti ed accidentali sollecitanti garantendo quindi il rispetto dei requisiti di sicurezza e di durabilità imposti dalle norme vigenti.