

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



| | | |
|---------------------------------------|-------------------|---|
| PROGETTAZIONE: | PROGETTISTA: | DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE |
| RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI | Ing. Gaetano USAI | Ing. Piergiorgio GRASSO |
| | | Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche |

PROGETTO ESECUTIVO

**ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE**

FV02 Stazione Telese km 26+514

Muro anti-rumore: Relazione di calcolo

| | |
|---|--|
| APPALTATORE IMPRESA PIZZAROTTI & C. s.p.a. Dott. Ing. <i>Salvino Del Balzo</i> IL DIRETTORE TECNICO 23/06/2020 | SCALA: <div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; text-align: center; margin: 5px 0;">-</div> |
|---|--|

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | F | 2 | 6 | 1 | 2 | E | Z | Z | C | L | F | V | 0 | 2 | 0 | 0 | 5 | B |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato Data |
|------|-------------|-------------|------------|----------------|------------|-----------|------------|------------------|
| A | Emissione | G. Liporace | 24/02/2020 | A. Tagliaferri | 24/02/2020 | P. Grasso | 24/02/2020 | 23/06/2020 |
| B | Emissione | G. Liporace | 23/06/2020 | A. Tagliaferri | 23/06/2020 | P. Grasso | 23/06/2020 | |
| | | | | | | | | |

File: IF26.1.2.E.ZZ.CL.FV.02.0.0.005.B.doc

n. Elab.:

|    | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | | | | | | | | |
|--|--|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|---------|
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | <table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 005</td> <td>B</td> <td>2 di 57</td> </tr> </tbody> </table> | COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 2 di 57 |
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | | | | | | | | |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 2 di 57 | | | | | | | | |

Indice

| | |
|--|-----------|
| 1. GENERALITA' | 4 |
| 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA | 4 |
| 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 5 |
| 2.1 ELABORATI DI RIFERIMENTO | 5 |
| 3. MATERIALI | 6 |
| 3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI | 6 |
| 3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C32/40) | 8 |
| 3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C28/35) | 9 |
| 3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C25/30) | 11 |
| 3.5 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15)..... | 12 |
| 3.6 ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C) | 13 |
| 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 14 |
| 4.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO | 14 |
| 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO | 15 |
| 5.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO | 15 |
| 5.2 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA..... | 15 |
| 5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA | 17 |
| 6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI | 17 |
| 6.1 VERIFICHE ALLO SLU | 17 |
| 6.1.1 PRESSOFLESSIONE | 17 |
| 6.1.2 TAGLIO..... | 18 |
| 6.2 VERIFICA SLE | 20 |
| 6.2.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI | 20 |
| 6.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE | 20 |
| 7. ANALISI DEI CARICHI | 21 |
| 7.1 PERMANENTI STRUTTURALI (G1)..... | 21 |

| | | |
|------------|---|-----------|
| 7.2 | PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) | 21 |
| 7.3 | AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI | 22 |
| 7.3.1 | AZIONE DEL VENTO | 22 |
| 7.3.2 | EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI TRENI | 24 |
| 7.3.3 | AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI | 24 |
| 7.4 | FORZA DI INERZIA (E) | 25 |
| 8. | COMBINAZIONI DI CARICO | 26 |
| 9. | CRITERI GENERALI DI VERIFICA | 30 |
| 9.1 | CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE | 30 |
| 9.1.1 | CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI | 30 |
| 9.1.2 | CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI | 33 |
| 10. | RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURO | 36 |
| 10.1 | VERIFICHE GEOTECNICHE | 36 |
| 10.1.1 | VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE | 36 |
| 10.2 | ARMATURE | 36 |
| 10.3 | VERIFICA STRUTTURALE MURO | 37 |
| 10.3.1 | PARAMENTO | 37 |
| 10.3.2 | FONDAZIONE..... | 41 |
| 10.3.3 | VERIFICA MONTANTI IPE500 | 43 |
| 10.3.4 | PALI | 49 |
| 11. | INCIDENZA ARMATURE | 53 |
| 12. | ALLEGATO | 54 |
| 12.1 | : VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI..... | 54 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|---------|
|  | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | | | | | | | | |
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | <table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 005</td> <td>B</td> <td>4 di 57</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 4 di 57 |
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | | | | | | | | |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 4 di 57 | | | | | | | | |

1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto esecutivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Canello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

La presente relazione si riferisce al calcolo delle sottostrutture di sostegno delle barriere acustiche della stazione di Telese in pk 26+514 previste nell'ambito del Raddoppio della tratta in oggetto.

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere in questione presentano le principali caratteristiche geometriche riassunte nella tabella seguente (per maggiori dettagli ed una descrizione più completa delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto):

| H _{param} [m] | FONDAZIONE | | PALI | | | | |
|------------------------|------------|--------|------------|----------------|-------------------------|-------------------------|--------|
| | h [m] | Lf [m] | Disp. Pali | n° pali trasv. | l _{trasv.} [m] | l _{long.} [m]. | D [m]. |
| 2.27 | 0.9 | 1.2 | Allineati | 1 | - | 3.0 | 0.6 |

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno.

Il muro assolve la funzione di sottostruttura per una barriera antirumore costituita da una colonna in acciaio IPE-500, poste ad un interasse longitudinale di 3.0m, rivestita da un pannello acustico in GRFC.

Nel seguito della presente relazione è affrontato il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere definite in precedenza.

| | | | | | | |
|---|--|------------------|----------------|-------------------------|-----------|-------------------|
|  | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | |
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | COMMESSA IF26 | LOTTO 12 E ZZ | CODIFICA CL | DOCUMENTO FV0200 005 | REV. B | FOGLIO 5 di 57 |

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)

Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)

UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.1 ELABORATI DI RIFERIMENTO

[DC1]. IF26.1.2.E.ZZ.P9.FV.02.0.0.002 - Muri antirumore – Pianta, Profilo e sezioni

[DC2]. IF26.1.2.E.ZZ.RB.GE.00.0.5.001 - Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto;

3. MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-1-2006, si definiscono di seguito le classe di esposizione del calcestruzzo delle diversi parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Soletta di Fondazione: XC2;
- Elevazioni: XC4;
- Pali di fondazione: XC2.

| Classe esposizione norma UNI 9958 | Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1 | Descrizione dell'ambiente | Esempio | Massimo rapporto a/c | Minima Classe di resistenza | Contenuto minimo in aria (%) |
|---|---|---|--|----------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 1 Assenza di rischio di corrosione o attacco | | | | | | |
| 1 | X0 | Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto. | Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico. | - | C 12/15 | |
| 2 Corrosione indotta da carbonatazione | | | | | | |
| Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coperto o nel ricoperto di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettono quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente. | | | | | | |
| 2 a | XC1 | Asciutto o permanentemente bagnato. | Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua. | 0,60 | C 25/30 | |
| 2 a | XC2 | Bagnato, raramente asciutto. | Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. | 0,60 | C 25/30 | |
| 5 a | XC3 | Umidità moderata. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta. | 0,55 | C 28/35 | |
| 4 a 5 b | XC4 | Ciclicamente asciutto e bagnato. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2. | 0,50 | C 32/40 | |
| 3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare | | | | | | |
| 5 a | XD1 | Umidità moderata. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri. | 0,55 | C 28/35 | |
| 4 a 5 b | XD2 | Bagnato, raramente asciutto. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine). | 0,50 | C 32/40 | |
| 5 c | XD3 | Ciclicamente bagnato e asciutto. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto. | 0,45 | C 35/45 | |

| Classe esposizione norma UNI 9958 | Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1 | Descrizione dell'ambiente | Esempio | Massimo rapporto a/c | Minima Classe di resistenza | Contenuto minimo in aria (%) |
|--|---|--|---|----------------------|-----------------------------|------------------------------|
| 4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare | | | | | | |
| 4 a 5 b | XS1 | Esposto alle salinità marine ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità. | 0,50 | C 32/40 | |
| | XS2 | Permanentemente sommerso. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua. | 0,45 | C 35/45 | |
| | XS3 | Zone esposte agli spruzzi o alle maree. | Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare. | 0,45 | C 35/45 | |
| 5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti * | | | | | | |
| 2 b | XF1 | Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante. | Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua. | 0,50 | C 32/40 | |
| 3 | XF2 | Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante. | Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti. | 0,50 | C 25/30 | 3,0 |
| 2 b | XF3 | Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante. | Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo. | 0,50 | C 25/30 | 3,0 |
| 3 | XF4 | Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare. | Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare. | 0,45 | C 28/35 | 3,0 |
| 6 Attacco chimico** | | | | | | |
| 5 a | XA1 | Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 | Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue. | 0,55 | C 28/35 | |
| 4 a 5 b | XA2 | Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 | Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi. | 0,50 | C 32/40 | |
| 5 c | XA3 | Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1 | Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali. | 0,45 | C 35/45 | |
| *) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione. | | | | | | |
| **) Da parte di acque del terreno e acque fluenti. | | | | | | |

Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206-2006

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

M.

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

UNI 11104:2004

| | Classi di esposizione | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|--|--------|--------|------------------------------------|--|--------|--------|--------|-------|-------|----------------------------------|---|--|-------|---|------|------|
| | Nessun rischio di corrosione dell'armatura | Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione | | | | Corrosione delle armature indotta da cloruri | | | | | | Attacco da 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 | XA3 |
| Massimo rapporto a/c | - | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,55 | 0,50 | 0,45 | 0,45 |
| Minima classe di resistenza ¹⁾ | C12/15 | C25/30 | C28/35 | C32/40 | C32/40 | C35/45 | C28/35 | C32/40 | C35/45 | 32/40 | 25/30 | 28/35 | 28,35 | 32/40 | 35/45 | | | |
| Minimo contenuto in cemento (kg/m ³) | - | 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 | È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)} | | | | |

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
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 UNI 9156.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n.617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Fondazione ed elevazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|---------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 8 di 57 |

3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 41.2 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.17 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.7 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.6 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 18.8 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd} = 1.74 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 14018 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|---------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 9 di 57 |

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$h = 1.00$

$f_{bd} = 3.25$ MPa $(2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$\sigma_{cmax} QP = (0,40 f_{ck}) = 13.28$ MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{cmax} R = (0,55 f_{ck}) = 18.26$ MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$R_{ck} = 35$ MPa

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$f_{ck} = 29.1$ MPa $(0,83 \cdot R_{ck})$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$f_{cm} = 37.1$ MPa $(f_{ck} + 8)$

Resistenza a trazione assiale:

$f_{ctm} = 2.83$ MPa Valore medio

$f_{ctk,0,05} = 1.98$ MPa Valore caratteristico frattile 5%

Resistenza a trazione per flessione:

$f_{ctfm} = 3.4$ MPa Valore medio

$f_{ctk,0,05} = 2.4$ MPa Valore caratteristico frattile 5%

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$\gamma_c = 1.5$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$f_{cd} = 16.5$ MPa $(0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 10 di 57 |

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa} \quad (f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd\ f} = 1.59 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 32588 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13578 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.98 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cm\max\ QP} = (0,40 f_{ck}) = 11.62 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cm\max\ R} = (0,55 f_{ck}) = 15.98 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 11 di 57 |

3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1.79 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 14.1 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 12 di 57 |

Coefficiente di dilatazione lineare

$\alpha =$ °C-1

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$\eta =$ 1.00

$f_{bd} =$ MPa $(2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$\sigma_{\max} \text{ QP} = (0,40 f_{ck}) =$ MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{\max} \text{ R} = (0,55 f_{ck}) =$ MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.5 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$R_{ck} =$ MPa

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$f_{ck} =$ MPa $(0,83 \cdot R_{ck})$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$f_{cm} =$ 20.5 MPa $(f_{ck} + 8)$

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 13 di 57 |

3.6 ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Tensione caratteristica allo snervamento:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Fattore di sovraresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$k = f_{tk}/f_{yk} = 1.20 \text{ MPa}$$

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$(\text{Agt})k = \varepsilon_{uk} = 7.5 \%$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk} = 6.75 \%$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_s = 1.15$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo allo SLU:

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa (} f_{yk}/\gamma_s \text{)}$$

Modulo di elasticità :

$$E_f = 210000 \text{ MPa}$$

Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = 360 \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

| | | | | | | |
|---|--|------------------|----------------|-------------------------|-----------|--------------------|
|  | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | |
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | COMMESSA IF26 | LOTTO 12 E ZZ | CODIFICA CL | DOCUMENTO FV0200 005 | REV. B | FOGLIO 14 di 57 |

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'opera in esame ricade alle chilometriche 26+300÷26+352 e 26+418.3÷26+600 del tracciato di progetto dell'Asse Principale, nell'ambito del 1° Lotto Funzionale Frasso-Telese, individuato dalle pk 16+500 – 27+700. In particolare tale muro antirumore verrà realizzato nell'ambito della stazione di Telese alla pk 26+514.

4.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Lo schema geotecnico di riferimento per l'opera in oggetto fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto, relativamente alla Tratta 6 – da pk 26+150 a pk 27+700 (elaborato IF26.1.2.E.ZZ.RB.GE.00.0.5.001).

Di seguito si riassumono i parametri di resistenza e la stratigrafia di progetto per le formazioni interagenti con le opere.

Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento

| Profondità [m] | Unità geotecnica | γ [kN/m ³] | c [kPa] | cu [kPa] | ϕ' [°] | E ₀ [MPa] |
|----------------|------------------|-------------------------------|---------|----------|-------------|----------------------|
| 0-8 | bc2 | 19.0 | - | - | 34 | 30 |
| 8-13 | bn1 | 20.0 | | - | 36 | 200 |
| 13 - 20 | MDL3 | 20 | | 175 | - | 60 |
| 20 – 35 | MDL3 | 20 | | 210 | - | 80 |
| > 35 | MDL3 | 20 | | 280 | - | 100 |

I dati strumentali a disposizione e relativi al piezometro S-PE34 indicano una quota di falda massima posta a +46.94 m s.l.m.. Dal momento che il p.c. è posto ad una quota di circa +52.5 m s.l.m., nelle analisi delle paratie, si assume un livello di falda posto a 5.5 m dal p.c..

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria Frasso Telesino – Telese.

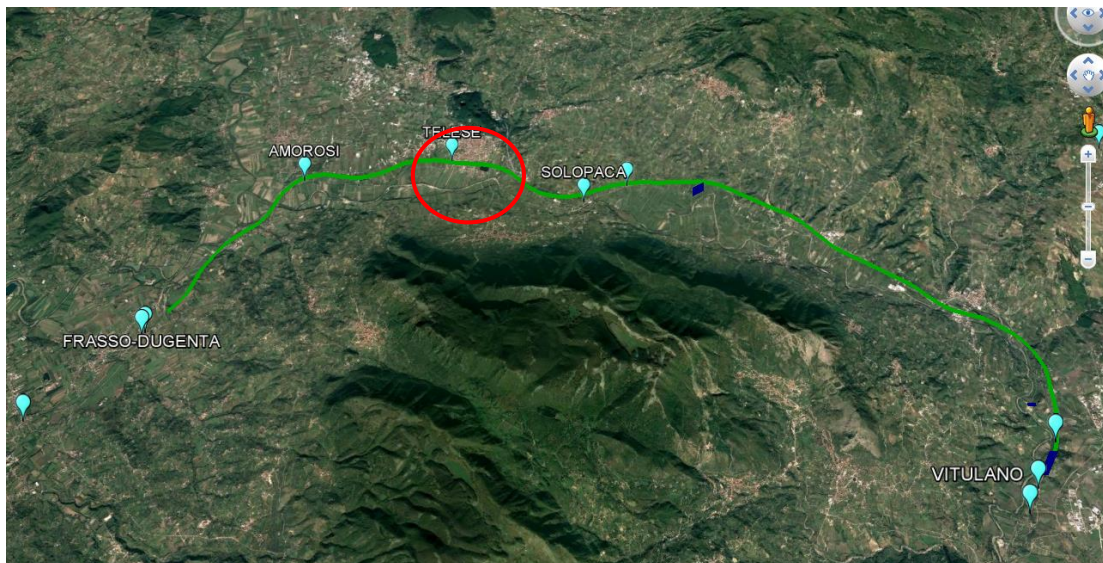


Figura 1 – Configurazione planimetrica tracciato

Nella fattispecie, l'opera ricade tra i comuni di Solopaca e Vitulano. Nei riguardi della valutazione delle azioni sismiche di progetto, si è fatto riferimento ai parametri di pericolosità sismica del Comune di Telese (BN) come esposto nei paragrafi a seguire.

5.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali)

| | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|----------|
|    | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | | | | | | | | |
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | <table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 005</td> <td>B</td> <td>16 di 57</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 16 di 57 |
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | | | | | | | | |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 16 di 57 | | | | | | | | |

dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_o [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 68 | 0.078 | 2.426 | 0.324 |
| SLD | 113 | 0.099 | 2.438 | 0.340 |
| SLV | 1068 | 0.272 | 2.348 | 0.418 |
| SLC | 2193 | 0.357 | 2.391 | 0.432 |

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08. Per il caso in esame, come riportato all'interno della relazione geotecnica e di calcolo del lotto in esame (lotto1), risulta una categoria di sottosuolo di **tipo C** e una classe Topografica **T1**.

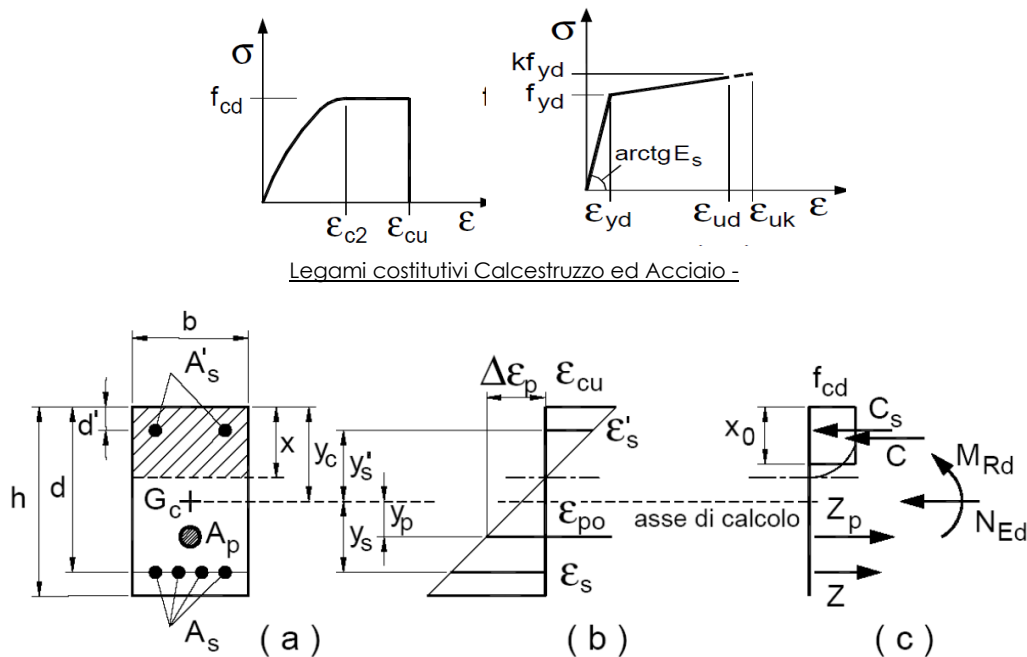
6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al punto 4.1.2 del DM 14.01.08.

6.1 VERIFICHE ALLO SLU

6.1.1 PRESSOFLESSIONE

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 18 di 57 |

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.1.2 TAGLIO

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

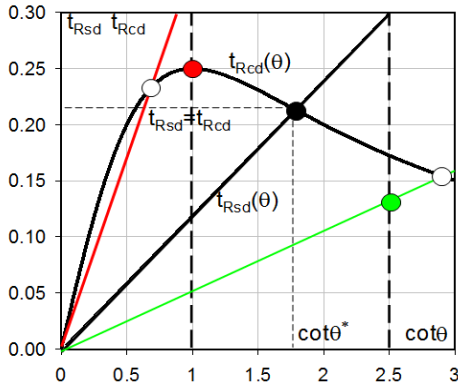
$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 19 di 57 |



- Se la $\cot\theta^*$ è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot\theta = 2,5$.
- Se la $\cot\theta^*$ è minore di 1.0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot\theta = 1,0$.
- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot\theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

| | | | |
|------------|----------------------------------|-------------------------------|--|
| α_c | coefficiente maggiorativo pari a | 1 | per membrature non compresse |
| | | $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ | per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$ |
| | | 1,25 | per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ |
| | | $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ | per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$ |

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|----------|
|  | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | | | | | | | | |
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | <table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 005</td> <td>B</td> <td>20 di 57</td> </tr> </table> | COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 20 di 57 |
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | | | | | | | | |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 20 di 57 | | | | | | | | |

6.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

6.2.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

6.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

| CONDIZIONI AMBIENTALI | CLASSE DI ESPOSIZIONE |
|-----------------------|-----------------------------------|
| Ordinarie | X0, XC1, XC2, XC3, XF1 |
| Aggressive | XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3 |
| Molto aggressive | XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 |

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite $w_2=0.30 \text{ mm}$ sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

1. PESO PROPRIO STRUTTURA (G1)

Muro in c.a.

| | | | |
|------------|------|-------------------|--------------------|
| $\gamma =$ | 25 | kN/m ³ | Peso specifico c.a |
| $A =$ | 2.22 | m ² | Muro |
| $G1 =$ | 55.5 | kN/m | Peso struttura |

7.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

COLONNA IPE 500

| | | | |
|-------|-------|------|-------------------------------|
| $G =$ | 0.907 | kN/m | Peso unitario |
| $h =$ | 6.50 | m | altezza colonna da testa muro |
| $i =$ | 3.00 | m | interasse longitudinale |

$$G_{2,c} = 1.97 \text{ kN/m} \approx \mathbf{2.0 \text{ kN/m}}$$

Peso colonna a m.l.

PANNELLI FONDOASSORBENTI IN GRFC

| | | | |
|-------------|------|-------------------|----------------------|
| $G_{2,p} =$ | 1.50 | kN/m ² | Peso pannelli a m.q. |
| $h =$ | 8.50 | m | altezza pannelli |

$$G_{2,p} = \mathbf{12.8 \text{ kN/m}}$$

Peso pannelli a m.l.

SCATOLARI 60x120x5/1.35

| | | | |
|-------|-------|------|--------------------------------------|
| $G =$ | 0.133 | kN/m | Peso unitario |
| $n =$ | 8 | | numero profili a metro longitudinale |

$$G_{2,m} = \mathbf{1.1 \text{ kN/m}}$$

Peso scatolari a m.l.

TRAVETTE RETICOLARI ORIZZONTALI (L 50X5)

| | | | |
|-------------|-------|------|--------------------------------------|
| $G =$ | 0.038 | kN/m | Peso unitario |
| $n =$ | 8 | | numero profili a metro longitudinale |
| $G_{2,p} =$ | 0.3 | kN/m | Peso travatura a m.l. |

$$G2 \text{ tot} = 16.118$$

Si incrementa del 5% per tener conto della presenza di bullonature, ecc...

$$\mathbf{G2 \text{ tot} = 17.00 \text{ kN/m}}$$

Peso non strutturale

7.3 AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI

7.3.1 AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b - Pressione cinetica di riferimento
- c_e - Coefficiente di esposizione
- c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d - Coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r, z_0, z_{min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

- $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$ per $z > z_{min}$
- $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Nel caso in esame abbiamo con riferimento ad una altezza z dal suolo valutata cautelativamente pari a 20m si ha:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_a [1/s] |
|---|-----------------|-----------|-------------|
| 3 | 27 | 500 | 0.02 |
| a_s (altitudine sul livello del mare [m]) | | | 70 |
| T_R (Tempo di ritorno) | | | 75 |
| $v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ | | | |
| $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m | | | |
| v_b ($T_R = 50$ [m/s]) | | | 27.000 |
| α_R (T_R) | | | 1.02346 |
| v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s] | | | 27.633 |

| |
|--|
| p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b c_e c_p c_d$ |
| q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) |
| c_e (coefficiente di esposizione) |
| c_p (coefficiente di forma) |
| c_d (coefficiente dinamico) |



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 23 di 57 |

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

| | |
|--------------|--------|
| q_b [N/mq] | 477.25 |
|--------------|--------|

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,.....)

Categoria di esposizione

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-----|------|----|
| | costa | | 500m | | 750m | |
| | mare | | | | | |
| | 2 km | 10 km | 30 km | | | |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

| ZONA 6 | | | | | |
|--------|-------|-------|-------|-----|-----|
| | costa | | 500m | | |
| | mare | | | | |
| | 2 km | 10 km | 30 km | | |
| A | -- | III | IV | V | V |
| B | -- | II | III | IV | IV |
| C | -- | II | III | III | IV |
| D | I | I | II | II | III |

| ZONE 7,8 | | | |
|----------|--------|--------|-----|
| | mare | costa | |
| | 1,5 km | 0,5 km | |
| A | -- | -- | IV |
| B | -- | -- | IV |
| C | -- | -- | III |
| D | I | II | * |

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

| ZONA 9 | | |
|--------|-------|---|
| | costa | |
| | mare | |
| A | -- | I |
| B | -- | I |
| C | -- | I |
| D | I | I |

| Zona | Classe di rugosità | a_s [m] |
|------|--------------------|-----------|
| 3 | D | 70 |

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

| Cat. Esposiz. | k_r | z_0 [m] | z_{min} [m] | c_t |
|---------------|-------|-----------|---------------|-------|
| III | 0.2 | 0.1 | 5 | 1 |

| z [m] | C_e |
|------------|-------|
| $z \leq 5$ | 1.708 |
| $z = 20$ | 2.606 |
| $z = 20$ | 2.606 |

| C_p | p [kN/mq] |
|-------|-------------|
| 0.80 | 0.995 |

Nel caso in esa

3.1 AZIONI DA VENTO Q_w

| | | |
|---|-------|-------------------|
| $q_b =$ | 0.477 | kN/m ² |
| $C_e =$ | 2.606 | |
| $C_p =$ | 0.80 | |
| $C_t =$ | 1.00 | |
| $p = C_e \cdot C_p \cdot C_t \cdot q_b =$ | 1.00 | kN/m ² |

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

C_d (coefficiente dinamico)

7.3.2 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI TRENI

Gli effetti delle azioni aerodinamiche dovuta al traffico ferroviario sono state valutate in accordo a quanto riportato al punto 2.5.1.4.6. delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.2.7 delle NTC 2008. Queste ultime prevedono che il passaggio dei convogli ferroviari induca sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio, barriere antirumore) onde di pressione e depressione. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi statici equivalenti agente nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità di linea pari a 160 km/h.

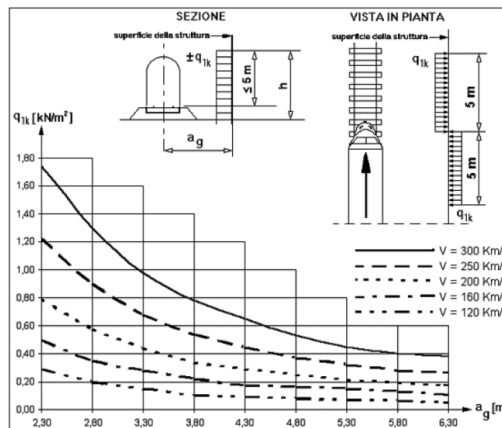


Figura 7-1 – Valori caratteristici delle azioni e defizioni della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Figg. 5.2.8 e 5.2.11]

3.2 EFFETTI AERODINAMICI (Qe.a.)

(5.2.2.7.1-Superfici parallele al binario)

* q_{1k} = 0.19 kN/m² (sovrappressione aerodinamica)
 * k_1 = 1.00 (coeff. Di forma dei convogli)
 a_g = 5.00 (distanza barriera da asse binario più vicino)

$q_{1k} = k_1 \cdot q_{1k} = 0.19$ kN/m² *hp: v=160 km/h
 *hp: convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli

7.3.3 AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI

Come riportato al punto 2.5.1.8.3.2 delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.3.3.2 delle NTC 2008 bisogna verificare che l'azione risultante (vento+azioni aerodinamiche) debba essere maggiore ad un valore minimo pari a 1,50 kN/m².

Nel caso in esame si ha:

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 25 di 57 |

$q_{w,tot} = 1.20 < 1.50$ (pressione normale vento+eff. areod.)

$q_w = 1.50$ kN/m² (prescrizione par. 2.5.1.8.3.2 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A)

Pertanto le azioni risultanti considerate nelle analisi sono pari a:

$h_b = 8.00$ m (altezza barriera da P.F.)

$F_{w,h} = 12.0$ kN/m (azione tagliante)

$M_w = 74.4$ kNm/m (Momento flettente a quota P.F.)

7.4 FORZA DI INERZIA (E)

7.5 FORZA D'INERZIA

Le forze di inerzia agenti sulla struttura, date dal prodotto della massa per l'accelerazione sismica attesa al suolo, sono pari a:

COMUNE DI TELESE

$a_g/g = 0.319$

$S_s = 1.251$

$S_T = 1.00$

FORZA D'INERZIA STRUTTURA

| | |
|------------------------|---|
| $G_1 = 55.5$ kN/m | Peso struttura |
| $F_h = 22.15$ kN/m | azione tagliante |
| $d = 1.27$ m | dist. Punto di applicaz. F_h da intrad. Fondaz. |
| $M_{G1} = 28.05$ kNm/m | Momento flettente a quota intradosso fondazione |
| $G_2 = 17.00$ kN/m | Peso struttura |
| $F_h = 6.8$ kN/m | azione tagliante |
| $d = 6.4$ m | dist. Punto di applicaz. F_h da intrad. Fondaz. |
| $M_{G2} = 43.6$ kNm/m | Momento flettente a quota intradosso fondazione |

|  | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | | | | | | | | |
|---|---|----------|------------|----------|-----------|------|--------|------|---------|----|------------|---|----------|
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | <table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FV0200 005</td> <td>B</td> <td>26 di 57</td> </tr> </tbody> </table> | COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 26 di 57 |
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO | | | | | | | | |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 26 di 57 | | | | | | | | |

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Per la combinazione dei diversi carichi previsti sulla struttura di cui al precedente paragrafo 7, si è fatto riferimento a quanto specificato in merito al prg 2.5.3 del DM 14.01.08, secondo cui le combinazioni di carico da considerare nei riguardi dei diversi stati limite di verifica SLU, SLE e sisma sono le seguenti:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.3 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ), la norma definisce inoltre, per il caso specifiche delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

Approccio 1:

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

Approccio 2:

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: M1+R3 (EQK- STR/GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

essendo:

A1/A2 : coefficienti amplificativi delle azioni

M1/M2 : coefficienti parziali sulle resistenze dei materiali e del terreno

R1/R2/R3 : Coefficienti di sicurezza minimo nei riguardi del generico Stato limite di Verifica.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 27 di 57 |

Tali coefficienti sono definite nelle apposite tabelle definite in normativa e che nel seguito si riportano per completezza espositiva:

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

| 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 | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,4$ |

Tabelle coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza del terreno (DM 14.01.08)

Tabella 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO | Combinazione eccezionale | Combinazione Sismica |
|---|-------------|---------------|---------------------|---------------------|--------|--------------------------|----------------------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Ballast ⁽³⁾ | favorevoli | γ_B | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾ | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,45 | 1,45 | 1,25 | 0,20 ⁽⁵⁾ | 0,20 ⁽⁵⁾ |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 | 1,00 | 0,00 |
| Precompressione | favorevole | γ_P | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevole | | 1,00 ⁽⁶⁾ | 1,00 ⁽⁷⁾ | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

| Azioni | | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|----------------------------|-----------------------------|---------------------|----------------|----------------|
| Azioni singole da traffico | Treno di carico LM 71 | 0,80 ⁽³⁾ | ⁽¹⁾ | 0,0 |
| | Treno di carico SW /0 | 0,80 ⁽³⁾ | 0,80 | 0,0 |
| | Treno di carico SW/2 | 0,0 ⁽³⁾ | 0,80 | 0,0 |
| | Treno scarico | 1,00 ⁽³⁾ | - | - |
| | Centrifuga | ⁽²⁾ | ⁽²⁾ | ⁽²⁾ |
| | Azione laterale (serpeggio) | 1,00 ⁽³⁾ | 0,80 | 0,0 |

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Nel caso in esame si opererà utilizzando l'APPROCCIO 1.

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione delle azioni accidentali è stato posto :

| Gruppo | Tipo | γ STR | γ GEO | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|------------------|--------------------|--------------|--------------|----------|----------|----------|
| Perm-Strutt | Permanente | 1.35 | 1 | | | |
| Perm-NON-Strutt | Permanente | 1.5 | 1.3 | | | |
| Vento+eff.Aerod* | Accidentale/mobile | 1.5 | 1.3 | 0.7 | 0.5 | 0 |
| Sisma | Sismico | 1 | 1 | | | |

Si può notare che le azioni da vento sono inserite nella stessa condizione di carico degli effetti aerodinamici e pertanto come coefficiente di combinazione Ψ_0 è stato considerato il valore medio di 0.70 tra i due coefficienti previsti per le due azioni prese singolarmente (0.8 per gli effetti aerodinamici e 0.6 per il vento). Mentre come γ si assume cautelativamente 1.5.

In definitiva, le combinazioni di carico considerate ed i relativi coefficienti sono pari a:

| | COMBINAZIONI | | G1 | G2 | Q1 | Sisma x |
|---|--------------|------|------|-----|-----|---------|
| 1 | 1_SLU | STR | 1.35 | 1.5 | 1.5 | 0 |
| 2 | 2_SLU | GEO | 1 | 1.3 | 1.3 | 0 |
| 3 | 3_SLE | RARA | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 4 | 4_SLE | FREQ | 1 | 1 | 0.5 | 0 |
| 5 | 5_SLE | Q.P. | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X | SLV | 1 | 1 | 0 | 1 |

Sulla base dei carichi definiti al capitolo 7 si ottengono le seguenti azioni elementari opportunamente combinate secondo quanto riportato nella tabella precedente:

| SOLLECITAZIONI A QUOTA BASE PARAMENTO MURO - COMBinate | | | | | |
|--|--------------|------|----------|----------|-----------|
| | COMBINAZIONI | | N [kN/m] | V [kN/m] | M [kNm/m] |
| 1 | 1_SLU | STR | 64 | 18 | 95 |
| 2 | 2_SLU | GEO | 51 | 16 | 83 |
| 3 | 3_SLE | RARA | 46 | 12 | 64 |
| 4 | 4_SLE | FREQ | 46 | 6 | 32 |
| 5 | 5_SLE | Q.P. | 46 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X | SLV | 46 | 18 | 50 |

| SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONE (TESTA PALI) - COMBinate | | | | | |
|--|---------------------|-------------|-----------------|-----------------|------------------|
| | COMBINAZIONI | | N [kN/m] | V [kN/m] | M [kNm/m] |
| 1 | 1_SLU | STR | 100 | 18 | 112 |
| 2 | 2_SLU | GEO | 78 | 16 | 97 |
| 3 | 3_SLE | RARA | 73 | 12 | 74 |
| 4 | 4_SLE | FREQ | 73 | 6 | 37 |
| 5 | 5_SLE | Q.P. | 73 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X | SLV | 73 | 29 | 72 |

Considerando un interasse dei pali pari a 3.0m, risulta.

| SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO PALO (TESTA PALI) - COMBinate | | | | | |
|---|---------------------|-------------|---------------|---------------|----------------|
| | COMBINAZIONI | | N [kN] | V [kN] | M [kNm] |
| 1 | 1_SLU | STR | 301 | 54 | 335 |
| 2 | 2_SLU | GEO | 233 | 47 | 290 |
| 3 | 3_SLE | RARA | 218 | 36 | 223 |
| 4 | 4_SLE | FREQ | 218 | 18 | 112 |
| 5 | 5_SLE | Q.P. | 218 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X | SLV | 218 | 87 | 215 |

Per la verifica del montate IPE500, si riportano le sollecitazioni combinate, agenti alla base del profilo metallico, considerando un interasse dei profili di 3.0m..

| SOLLECITAZIONI A QUOTA BASE IPE500 - COMBinate | | | | | |
|---|---------------------|-------------|-----------------|-----------------|------------------|
| | COMBINAZIONI | | N [kN/m] | V [kN/m] | M [kNm/m] |
| 1 | 1_SLU | STR | 77 | 54 | 176 |
| 2 | 2_SLU | GEO | 66 | 47 | 152 |
| 3 | 3_SLE | RARA | 51 | 36 | 117 |
| 4 | 4_SLE | FREQ | 51 | 18 | 59 |
| 5 | 5_SLE | Q.P. | 51 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X | SLV | 51 | 20 | 66 |

| | | | | | | |
|---|--|------------------|----------------|-------------------------|-----------|--------------------|
|  | ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO | | | | | |
| Muro di sostegno - Relazione di calcolo | COMMESSA IF26 | LOTTO 12 E ZZ | CODIFICA CL | DOCUMENTO FV0200 005 | REV. B | FOGLIO 30 di 57 |

9. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Si descrivono nel seguito i criteri generali seguiti per l'effettuazione delle verifiche di stabilità globale e locale dell'opera di sostegno.

9.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle fondazioni constano del dimensionamento geotecnico dei pali 600mm, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

9.1.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

dove:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_i^s} + \frac{Q_b}{R_i^b} \right) - W_{palo}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b ;$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s ;$$

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

q_b = pressione limite alla base del palo;

τ_s = pressione laterale lungo il palo;

R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

W_{palo} = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

– In particolare, per terreni coesivi:

- $q_b = 9 \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$

- $\tau_s = \alpha \cdot c_u$

– per terreni incoerenti:

- $q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$

- $q_s = ki \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{v0}$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 31 di 57 |

dove:

c_u = coesione non drenata;

c_{ub} = coesione non drenata alla base del palo;

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$;

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

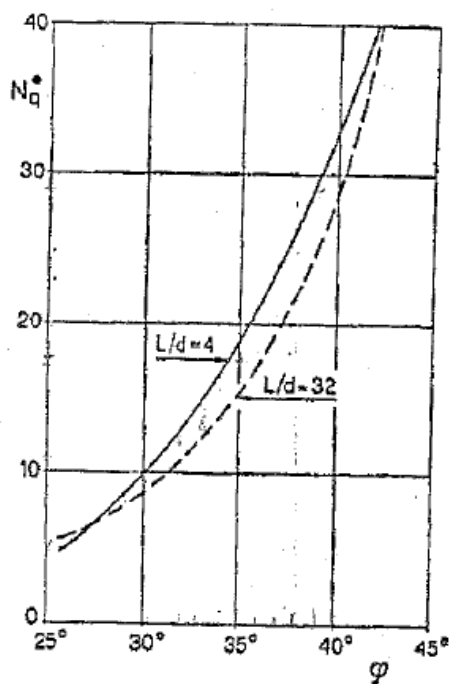


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico α , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

| c_u (kPa) | α |
|-------------|----------|
| ≤ 25 | 0.9 |
| Da 25 a 50 | 0.8 |
| Da 50 a 75 | 0.6 |
| ≥ 75 | 0.4 |

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 32 di 57 |

9.1.1.1 CARICO VERTICALE DI PROGETTO

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della seguente, relativamente a pali trivellati.

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | | | Pali trivellati | | | Pali ad elica continua | | |
|--------------------------|---------------|--------------|------|------|-----------------|------|------|------------------------|------|------|
| | | (R1) | (R2) | (R3) | (R1) | (R2) | (R3) | (R1) | (R2) | (R3) |
| Base | γ_b | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.7 | 1.35 | 1.0 | 1.6 | 1.3 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.45 | 1.15 |
| Totale (*) | γ_t | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.6 | 1.30 | 1.0 | 1.55 | 1.25 |
| Laterale in trazione | γ_{st} | 1.0 | 1.6 | 1.25 | 1.0 | 1.6 | 1.25 | 1.0 | 1.6 | 1.25 |

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza R_k (o $R_{t,k}$) è dato dal minore

Dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella che segue in funzione delle verticali indagate.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| ξ_3 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 | 1,50 | 1,45 | 1,40 |
| ξ_4 | 1,70 | 1,55 | 1,48 | 1,42 | 1,34 | 1,28 | 1,21 |

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Per il progetto in esame si considera un coefficiente ξ_3 in funzione del numero di verticali di indagine effettivamente eseguite. Sulla base delle indagini disponibili, si assume un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

Nel presente progetto le verifiche allo stato limite ultimo verranno condotte con riferimento all'Approccio 2: (A1+M1+R3).

In aggiunta alle verifiche sulla portanza dei pali richieste dal Doc. Rif., si verificherà, inoltre, che la risposta del palo in esercizio sia di tipo "elastico", verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

$$R_{c,cal,lat} / 1.25 > N_{ag}$$

dove

$R_{c,cal,lat}$ è la resistenza laterale di calcolo;

N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

9.1.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

9.1.2.1 CARICO ORIZZONTALE LIMITE

Il carico orizzontale limite H_{lim} è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

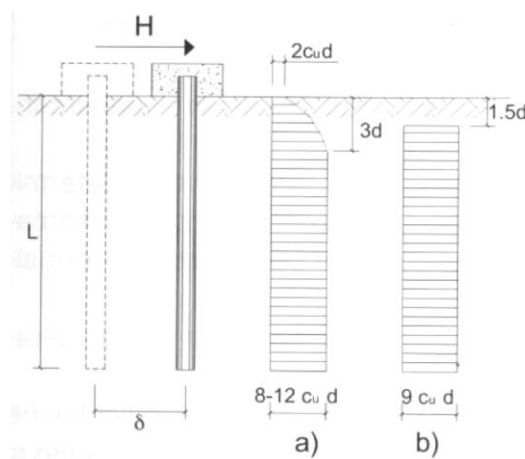
- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione
- caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni
- quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le
- deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

9.1.2.2 CONDIZIONI NON DRENATE

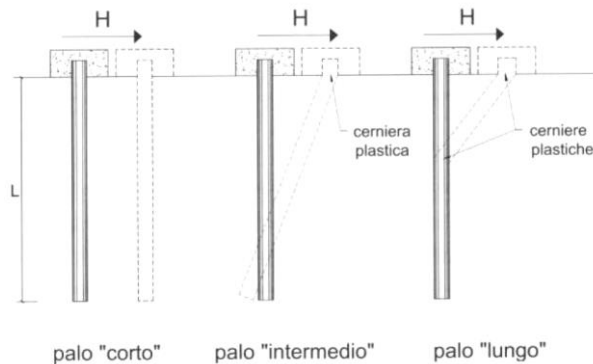
Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo, ottenuto su basi teoriche e sperimentali, è quella riportata nella figura seguente. Nella teoria di Broms si adotta al fine della analisi, un diagramma semplificato con reazione nulla fino a $(1.5 \cdot d)$ e quindi costante con valore $(9 \cdot c_u \cdot d)$.



I possibili meccanismi di rottura sono riportati di seguito. Il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura risulta:

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 34 di 57 |



palo corto $H = 9 c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1,5 \right)$

palo intermedio $H = -9 c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1,5 \right) + 9 c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4,5}$

palo lungo $H = -13,5 c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$

9.1.2.3 CONDIZIONI DRENATE

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

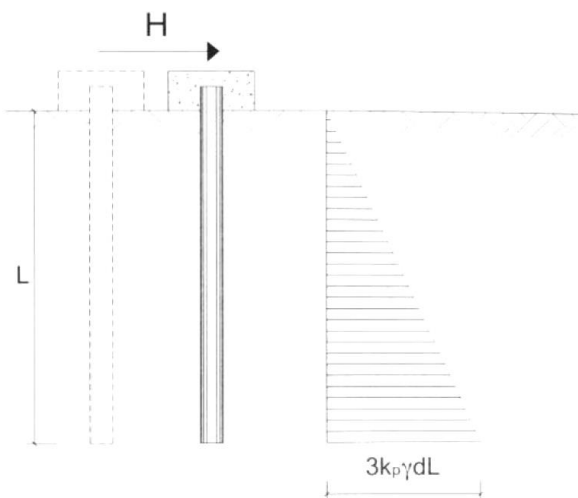
$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

in cui

k_p è il coefficiente di spinta passiva;

z è la profondità dal piano campagna;

γ è il peso di volume del terreno, in caso di terreno in falda si assume γ' .



I meccanismi di rottura possibili sono gli stessi precedentemente illustrati, a cui corrispondono i seguenti valori del carico limite:

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 35 di 57 |

palo corto $H = 1,5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$

palo intermedio $H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$

palo lungo $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$

9.1.2.4 CARICO ORIZZONTALE DI PROGETTO

Per la determinazione del valore $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le stesse indicazioni per le verifiche dei pali a forze verticali, applicando i coefficienti parziali γ_T della tabella seguente.

| COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| $\gamma_T = 1,0$ | $\gamma_T = 1,6$ | $\gamma_T = 1,3$ |

Anche in questo caso si assume un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$, e si conducono le verifiche con riferimento all'Approccio 2: (A1+M1+R3).

10. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURO

Di seguito si riportano i risultati delle analisi dei muri in oggetto.

10.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano a seguire in forma tabellare i fattori di sicurezza (F.S) delle verifiche geotecniche riportate nei paragrafi precedenti.

| | SLU | SLV | SLE |
|---|------|------|------|
| Capacità portante azioni orizzontali | - | 2.67 | - |
| Capacità portante azioni verticali | 2.70 | 3.73 | 5.41 |

Per i risultati completi delle verifiche geotecniche si rimanda a quanto riportato nell'Allegato.

10.1.1 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Data la particolare configurazione del tratto in esame non sono necessarie verifiche di stabilità globale.

10.2 ARMATURE

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione:

| | ARMATURA MURO ANTI-RUMORE | |
|-------------------|---------------------------|-----------------------|
| | <u>Lato monte</u> | <u>Lato valle</u> |
| PARAMENTO | <u>1φ18/20</u> | <u>1φ14/20</u> |
| | <u>Lato Inferiore</u> | <u>Lato superiore</u> |
| FONDAZIONE | <u>1φ18/20</u> | <u>1φ18/20</u> |

Per l'armatura a taglio del paramento e della fondazione del muro si prevede l'impiego di staffe φ8 passo 20 cm.

| | ARMATURA PALI |
|-------------------------|---------------|
| GABBIA | <u>18φ22</u> |
| STAFFA A SPIRALE | <u>φ10/20</u> |

La lunghezza dei pali è pari a $L_{pali} = 12.0$ m.

Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento per la parte in elevazione (paramento e fondazione muro) ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 4 cm e per i pali ad un copriferro di 6 cm.

10.3 VERIFICA STRUTTURALE MURO

In questo paragrafo si riportano le verifiche strutturali del muro di sostegno:

10.3.1 PARAMENTO

Il paramento del muro è schematizzato come una mensola incastrata alla base (sezione di attacco con il cordolo di fondazione) soggetto a forze orizzontali date dal vento e dagli effetti aerodinamici sulla B.A. e dalle forze di inerzia in fase sismica.

| SOLLECITAZIONI A QUOTA BASE PARAMENTO MURO - COMBinate | | | | | |
|--|--------------|------|----------|----------|-----------|
| | COMBINAZIONI | | N [kN/m] | V [kN/m] | M [kNm/m] |
| 1 | 1_SLU | STR | 100 | 18 | 112 |
| 2 | 2_SLU | GEO | 78 | 16 | 97 |
| 3 | 3_SLE | RARA | 73 | 12 | 74 |
| 4 | 4_SLE | FREQ | 73 | 6 | 37 |
| 5 | 5_SLE | Q.P. | 73 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X | SLV | 73 | 29 | 72 |

Armatura

| | |
|--------|--------------|
| As | φ18/20 monte |
| A's | φ14/20 valle |
| Staffe | φ8/20 |

| RISULTATI VERIFICHE | | | |
|---------------------|--------------------|-----------|--------------------------------|
| SLU/SLV | $M_{Rd} =$ | 232 kNm/m | Momento resistente |
| | $*V_{Rct,d} =$ | 183 kN/m | *elementi non armati a taglio. |
| SLE | $w =$ | 0.161 mm | ampiezza fessure |
| | $\sigma_{c,max} =$ | -3.18 Mpa | Tensione max cls |
| | $\sigma_{s,max} =$ | 117.1 Mpa | Tensione max armature |

(*) cautelativamente per il calcolo di M_{Rd} si considera un valore di $N=0$.

Verifica a pressoflessione - SLU/SLV

Verifica C.A. S.L.U. - File: elevazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

| N° | b [mm] | h [mm] | N° | As [mm²] | d [mm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1 | 1000 | 500 | 1 | 1272 | 440 |
| | | | 2 | 770 | 60 |

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 100 73 kN
M_{xEd} 112 74 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 231.7 kN m

Materiali

| B450C | | C25/30 | |
|------------------|---------------|------------------|-------|
| ϵ_{su} | 67.5 ‰ | ϵ_{c2} | 2 ‰ |
| f_{yd} | 391.3 N/mm² | ϵ_{cu} | 3.5 ‰ |
| E_s | 200 000 N/mm² | f_{cd} | 14.17 |
| E_s/E_c | 15 | f_{cc}/f_{cd} | 0.8 |
| ϵ_{syd} | 1.957 ‰ | $\sigma_{c,adm}$ | 9.75 |
| $\sigma_{s,adm}$ | 255 N/mm² | τ_{co} | 0.6 |
| | | τ_{c1} | 1.829 |

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.16 ‰
d 440 mm
x 55.68 x/d 0.1265
 δ 0.7

La verifica è soddisfatta.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 39 di 57 |

Verifica a taglio - SLU/SLV

| Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (D.M. 14/01/2008) | | | |
|--|---------------|----------|-------------------|
| classe cls | R_{ck} | 35 | N/mm ² |
| resist. Caratteristica cilindrica | f_{ck} | 29 | N/mm ² |
| | f_{cd} | 16 | |
| coeff. parziale | γ_c | 1.5 | |
| larghezza membratura resistente a V | b_w | 1000 | mm |
| altezza membratura resistente a V | H | 500 | mm |
| altezza utile | d | 450 | mm |
| area della sezione | A_{TOT} | 450000 | mm ² |
| diametro ferro longitudinale | ϕ | 18 | mm |
| area armatura | A_{sl} | 254.5 | mm ² |
| | strato | 1 | |
| | passo | 200 | mm |
| | n_s /strato | 5 | |
| area armatura totale | $A_{f\ tot}$ | 1272 | mm ² |
| percentuale di armatura | ρ_l | 0.0028 | |
| sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione | N | 0 | N |
| ok | σ_{cp} | 0.00 | N/mm ² |
| | k | 1.67 | |
| | v_{min} | 0.41 | |
| taglio resistente | V_{Rd1} | 182 | kN |
| | V_{Rd2} | 183 | kN |
| taglio sollecitante | V_{Ed} | 29 | kN |
| fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2) | γ_{Rd} | 1 | |
| | V_{Rd} | 183 | kN |
| | V_{Ed} | < | V_{Rd} |
| | | verifica | |

Verifica a fessurazione - SLE

Verifica C.A. S.L.U. - File: elevazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

| N° | b [mm] | h [mm] | N° | As [mm²] | d [mm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1 | 1000 | 500 | 1 | 1272 | 440 |
| | | | 2 | 770 | 60 |

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

| | | | |
|------------------|-----|----|-----|
| N _{Ed} | 100 | 73 | kN |
| M _{xEd} | 112 | 74 | kNm |
| M _{yEd} | 0 | 0 | |

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali: B450C C25/30

| | | | | | |
|--------------------------------|---------|-------|----------------------------------|-------|---|
| ε _{su} | 67.5 | % | ε _{c2} | 2 | % |
| f _{yd} | 391.3 | N/mm² | ε _{cu} | 3.5 | |
| E _s | 200 000 | N/mm² | f _{cd} | 14.17 | |
| E _s /E _c | 15 | | f _{cc} /f _{cd} | 0.8 | ? |
| ε _{syd} | 1.957 | % | σ _{c,adm} | 9.75 | |
| σ _{s,adm} | 255 | N/mm² | τ _{co} | 0.6 | |
| | | | τ _{c1} | 1.829 | |

σ_c -3.179 N/mm²
 σ_s 117.1 N/mm²
 ε_s 0.5853 %
 d 440 mm
 x 127.4 x/d 0.2895
 δ 0.8018

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

| | INPUT |
|---|-------------------------------|
| altezza sezione | Rck 35 Mpa |
| larghezza sezione | H 500 mm |
| copriferro 1° strato | L 1000 mm |
| diametro barre 1° strato | C ₁ 60 mm |
| numero barre 1° strato | φ ₁ 18 mm |
| copriferro 2° strato (baricentro barre) | n ₁ 5 |
| diametro barre 2° strato | C ₂ 0 mm |
| numero barre 2° strato | φ ₂ 0 mm |
| distanza lembo compresso-lembo teso della sezione | n ₂ 0 |
| | d 440 mm |
| | b _{eff} 200.0 mm |
| posizione asse neutro da lembo compresso | x 127.4 mm |
| Tensione massima barre 1° strato | σ _{s,max1} 117.1 Mpa |
| Tensione massima barre 2° strato | σ _{s,max2} Mpa |
| altezza efficace | h _{c,eff} 124.2 mm |
| area efficace relativamente ad una singola barre | A _{c,eff} 24840 mm² |
| percentuale di armatura relativa a A _{c,eff} | ρ _{p,eff} 0.010 |
| (0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata) | kt 0.6 |
| (0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce) | k1 0.8 |
| (0.5 per flessione; 1 trazione) | k2 0.5 |
| | k3 3.4 |
| | k4 0.425 |

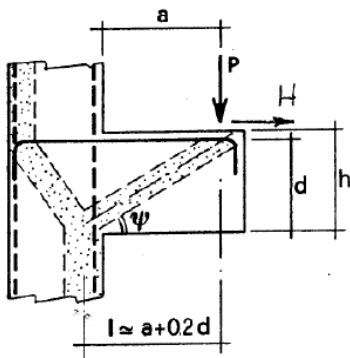
| OUTPUT |
|--|
| diff. def. armature-cls |
| ε _{sm} - ε _{cm} 3.41E-04 |
| distanza max fessure |
| s _{r,max} 4.72E+02 mm |
| ampiezza fessure: |
| wk 0.161 mm |
| LIMITE 0.20 mm |
| Sez. verificata |

10.3.2 FONDAZIONE

La fondazione del muro è stata verificata considerando un meccanismo del tipo tirante-puntone soggetta allo sforzo normale trasmesso dai micropali; il massimo valore allo SLU di N sul singolo palo risulta pari a 301.3 kN.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE secondo Circ 617-09/ C4.1.2.1.5

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



P,H : Carichi Esterni di Progetto (P_{ED}, H_{ED})

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d).$$

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

CONDIZIONI DI VERIFICA

- $P_R \geq P_{Ed}$
- $P_{Rc} \geq P_{Rs}$

Dati di progetto

| | | | |
|-------------------|-------|----|--|
| Ldiff(m) | 1.67 | m | Lunghezza di diffusione |
| b(m)= | 1.00 | m | dimensione trasversale di verifica mensola |
| N_{Ed} (KN) = | 301 | KN | Sforzo normale massimo pali |
| P_{Ed} (KN/m) = | 180.6 | KN | Carico complessivo VERTICALE diffuso |
| H_{Ed} (KN) = | 0 | KN | Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b |
| a(m) = | 1.5 | m | distanza P da incastro |
| h(m) = | 0.9 | m | spessore mensola |
| δ (m) = | 0.06 | m | copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione |
| d(m) = | 0.84 | m | altezza utile |
| l(m) = | 1.67 | m | a+0,2d |
| λ = | 1.32 | | $\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d).$ |

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura) ▼

c(m) = 1.00

Caratteristiche Materiali

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 42 di 57 |

$f_{cd} = 16.5$ MPa

Calcestruzzo

$f_{yd} = 391.3$ MPa

Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Aramtura al metro lineare

$A_{\phi i}$ (mm²) = 254.3 ϕl (mm) = 18.0 $p1$ (cm) = 20.0 $\theta 1^\circ = 0.0$
 $nb\ tot\ 1 = 5.0$ $A_{\phi\ TOT}$ (mm²) = 1272.3 $A_{\phi\ CAL}$ (mm²) = 1272.3

Verifiche di resistenza

$\Psi = 0.647$ rad = 37.09 °

$P_{Rs} = 376.4$ KN $P_{Rs} > P_{Ed}$ - Verifica Soddisfatta

$P_{RC} = 2016.2$ KN $P_{RC} > P_{Rs}$ - Verifica Soddisfatta

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 43 di 57 |

10.3.3 VERIFICA MONTANTI IPE500

Si riporta di seguito la verifica dell'unione di base del montante IPE500. La piastra di base presente dimensioni 300x500x30mm; sono presenti 8 tirafondi M27 di classe 8.8, disposti come riportato nella scheda di verifica.

Verifica del montate allo SLU

| RESISTENZA E STABILITA' DELLE MEMBRATURE - Metodo B - EN 1993 - 1 - 1:2010 | | |
|--|---------------|------------------------------|
| Materiali utilizzati | | |
| | S 355 | |
| Valore di snervamento dell'acciaio del profilo | f_{yk} | 355 [N/mm ²] |
| Valore di rottura dell'acciaio del profilo | f_{uk} | 510 [N/mm ²] |
| Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo | E | 210000 [N/mm ²] |
| Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo | G | 80769 [N/mm ²] |
| Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza | γ_{M0} | 1.05 [-] |
| Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità | γ_{M1} | 1.05 [-] |
| Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura | γ_{M2} | 1.25 [-] |
| Caratteristiche meccaniche del profilo | | |
| | IPE 500 | |
| Altezza della sezione trasversale | h | 500 [mm] |
| Larghezza della sezione trasversale | b_f | 200 [mm] |
| Spessore dell'anima | t_w | 10.2 [mm] |
| Spessore dell'ala | t_f | 16 [mm] |
| Raggio di raccordo | r | 21 [mm] |
| Area della sezione trasversale | A | 11600 [mm ²] |
| Altezza della sezione trasversale al netto delle ali | h_w | 468 [mm] |
| Altezza del pannello d'anima | c_w | 426 [mm] |
| Diametro massimo consentito dei bulloni d'ala | $d_{bf,max}$ | 24 [mm] |
| Passo minimo trasversale tra i bulloni d'ala | $p_{b,min}$ | 102 [mm] |
| Passo massimo trasversale tra i bulloni d'ala | $p_{b,max}$ | 112 [mm] |
| Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte | I_y | 4.820E+08 [mm ⁴] |
| Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte | $W_{el,y}$ | 1.930E+06 [mm ³] |
| Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte | $W_{pl,y}$ | 2.194E+06 [mm ³] |
| Area resistente a taglio nel piano dell'anima | $A_{V,z}$ | 5987 [mm ²] |
| Raggio d'inerzia attorno all'asse forte | i_y | 204.3 [mm] |
| Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole | I_z | 2.142E+07 [mm ⁴] |
| Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole | $W_{el,z}$ | 2.142E+05 [mm ³] |
| Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole | $W_{pl,z}$ | 3.359E+05 [mm ³] |
| Area resistente a taglio nel piano delle ali | $A_{V,y}$ | 6826 [mm ²] |
| Raggio d'inerzia attorno all'asse debole | i_z | 43.1 [mm] |
| Momento d'inerzia torsionale | I_t | 8.929E+05 [mm ⁴] |
| Costante di Warping | I_w | 1.249E+12 [mm ⁶] |
| Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica | | |
| Forza normale (positiva se di compressione) | N_{Ed} | 77.00 [kN] |
| Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima | $V_{z,Ed}$ | 54.00 [kN] |
| Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali | $V_{y,Ed}$ | 0.00 [kN] |
| Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia | $M_{y,Ed}$ | 176.00 [kNm] |
| Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia | $M_{z,Ed}$ | 0.00 [kNm] |
| Momento torcente primario (alla Saint Venant) | T_{Ed} | 0.00 [kNm] |

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 44 di 57 |

Classificazione della sezione nel caso di pura compressione

| | | |
|--|--------------------------|------------|
| Coefficiente dipendente dal tipo di acciaio | ε | 0.814 [-] |
| Rapporto tra la dimensione del pannello d'anima ed il suo spessore | ρ_{web} | 41.76 [-] |
| Larghezza del pannello d'ala | C_f | 73.90 [mm] |
| Spessore del pannello d'ala | t_f | 16.00 [mm] |
| Rapporto tra la dimensione del pannello d'ala ed il suo spessore | ρ_{flange} | 4.62 [-] |
| Classificazione del pannello d'anima | $CL_{N,web}$ | 4 |
| Classificazione del pannello d'ala | $CL_{N,flange}$ | 1 |
| Classificazione della sezione per compressione pura | CL_N | 4 |

Classificazione della sezione nel caso di pura flessione

| | | |
|--|-----------------------------|----------|
| Classificazione del pannello d'anima | $CL_{My,web}$ | 1 |
| Classificazione del pannello d'ala | $CL_{My,flange}$ | 1 |
| Classificazione della sezione per pura flessione attorno a y - y | CL_{My} | 1 |
| Classificazione della sezione per pura flessione attorno a z - z | CL_{Mz} | 1 |

Classificazione del pannello d'anima nel caso di presso/tenso flessione

Nota: il presente metodo di classificazione si basa sull'effettiva distribuzione delle tensioni normali all'interno della sezione trasversale dovuta alla presenza contemporanea di forza assiale e momento flettente, secondo la EN1993 - 1 - 5:2006

| | | |
|--|---------------------------------|-----------------------------|
| Coefficiente dipendente dal tipo di acciaio | ε | 0.814 [-] |
| Altezza del pannello d'anima | C_w | 426.00 [mm] |
| Spessore del pannello d'anima | t_w | 10.20 [mm] |
| Tensione normale al lembo superiore del pannello d'anima | $\sigma_{web,1}$ | 84.41 [N/mm ²] |
| Tensione normale al lembo inferiore del pannello d'anima | $\sigma_{web,2}$ | -71.14 [N/mm ²] |
| Rapporto tra le tensioni presenti nel pannello d'anima | ψ_{web} | -0.843 [-] |
| Rapporto tra la dimensione del pannello d'anima ed il suo spessore | ρ_{web} | 41.76 [-] |
| Limite del rapporto che divide la classe 3 dalla classe 4 | $\rho_{web_34_A}$ | 87.20 [-] |
| | $\rho_{web_34_B}$ | 0.00 [-] |
| | ρ_{web_34} | 87.20 [-] |
| Classificazione dell'anima soggetta a presso/tenso flessione | $CL_{NM,web}$ | < 4 |

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 45 di 57 |

Verifiche di resistenza della sezione trasversale

Resistenza a trazione pura

| | | |
|--------------------------------|-------------|--------------|
| Resistenza plastica a trazione | $N_{t,Rd}$ | 3921.90 [kN] |
| Verifica a trazione pura | ρ_{Nt} | ✓ 0.000 [-] |

Resistenza a compressione pura

| | | |
|--------------------------------|-------------|--------------|
| Resistenza a compressione pura | $N_{c,Rd}$ | 3682.67 [kN] |
| Verifica a compressione pura | ρ_{Nc} | ✓ 0.021 [-] |

Resistenza a taglio

| | | |
|---|-----------------|----------------------------|
| Tensioni tangenziali nell'ala dovute al momento torcente | $\tau_{tf,Ed}$ | 0.00 [N/mm ²] |
| Tensioni tangenziali nell'anima dovute al momento torcente | $\tau_{tw,Ed}$ | 0.00 [N/mm ²] |
| Verifica tensionale per pura torsione | ρ_T | ✓ 0.000 [-] |
| Area resistente a taglio in direzione parallela all'anima | $A_{vz,eff}$ | 5987.00 [mm ²] |
| Resistenza plastica a taglio in direzione parallela all'anima | $V_{pl,z,Rd}$ | 1168.66 [kN] |
| Area resistente a taglio in direzione parallela all'anima | $A_{vy,eff}$ | 6400.00 [mm ²] |
| Resistenza plastica a taglio in direzione parallela alle ali | $V_{pl,y,Rd}$ | 1249.28 [kN] |
| Resistenza plastica a taglio in direzione parallela all'anima, ridotta per T_{Ed} | $V_{pl,T,z,Rd}$ | 1168.66 [kN] |
| Resistenza plastica a taglio in direzione parallela alle ali, ridotta per T_{Ed} | $V_{pl,T,y,Rd}$ | 1249.28 [kN] |
| Verifica a taglio - torsione in direzione parallela all'anima | ρ_{Vz} | ✓ 0.046 [-] |
| Verifica a taglio - torsione in direzione parallela alle ali | ρ_{Vy} | ✓ 0.000 [-] |

Resistenza a flessione

| | | |
|---|-------------|-----------------------------|
| Modulo di resistenza di calcolo attorno all'asse maggiore | W_y | 2.19E+06 [mm ³] |
| Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore | $M_{cy,Rd}$ | 741.78 [kNm] |
| Verifica flessionale attorno all'asse maggiore | ρ_{My} | ✓ 0.237 [-] |
| Modulo di resistenza di calcolo attorno all'asse minore | W_z | 3.36E+05 [mm ³] |
| Resistenza a flessione attorno all'asse minore | $M_{cz,Rd}$ | 113.57 [kNm] |
| Verifica flessionale attorno all'asse minore | ρ_{Mz} | ✓ 0.000 [-] |

Resistenza a flessione e taglio (per sezioni di classe 1 o 2)

| | | |
|--|------------------|--------------|
| Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio parallela all'anima | $\rho_{Vz,red}$ | 0.00 [-] |
| Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio parallela alle ali | $\rho_{Vy,red}$ | 0.00 [-] |
| Resistenza a flessione ridotta, attorno all'asse maggiore | $M_{vy,Rd}$ | 741.78 [kNm] |
| Verifica flessionale attorno all'asse maggiore | $\rho_{My - Vz}$ | ✓ 0.237 [-] |
| Resistenza a flessione ridotta, attorno all'asse minore | $M_{Vz,Rd}$ | 113.57 [kNm] |
| Verifica flessionale attorno all'asse minore | $\rho_{Mz - Vy}$ | ✓ 0.000 [-] |

Resistenza a flessione, forza assiale e taglio

[Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2](#)

| | | |
|--|---------------------------|--------------|
| Parametri limite che valutano l'intensità della forza assiale | $N_{lim,1}$ | 980.48 [kN] |
| | $N_{lim,2}$ | 806.97 [kN] |
| | $N_{lim,3}$ | 1613.93 [kN] |
| | n | 0.020 [-] |
| | a | 0.448 [-] |
| Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore ridotta per effetto di N_{Ed} | $M_{Ny,Rd}$ | 741.78 [kNm] |
| Verifica flessionale attorno all'asse maggiore | $\rho_{N - My - pl}$ | ✓ 0.237 [-] |
| Resistenza a flessione attorno all'asse minore ridotta per effetto di N_{Ed} | $M_{Nz,Rd}$ | 113.57 [kNm] |
| Verifica flessionale attorno all'asse minore | $\rho_{N - Mz - pl}$ | ✓ 0.000 [-] |
| Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo normale) | $\rho_{N - My - Mz - pl}$ | ✓ 0.056 [-] |
| Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo) | $\rho_{N - My - Mz - pl}$ | ✓ 0.237 [-] |

Verifica del calcestruzzo allo SLU

Per la verifica a schiacciamento del CLS è stata utilizzata la combinazione di carico maggiormente gravosa allo SLU/SLV. Utilizzando il software VCASLU e riportando la geometria della piastra di base, è stata ottenuta la tensione di compressione agente sul calcestruzzo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: piastra bulloni

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

| N° | x [mm] | y [mm] |
|----|--------|--------|
| 1 | -150 | 250 |
| 2 | 150 | 250 |
| 3 | 150 | -250 |
| 4 | -150 | -250 |

| N° | As [mm²] | x [mm] | y [mm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 459 | -65 | 180 |
| 2 | 459 | 65 | 180 |
| 3 | 459 | -65 | -180 |
| 4 | 459 | 65 | -180 |
| 5 | 459 | -65 | 60 |
| 6 | 459 | 65 | 60 |

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 77 kN
M_{xEd} 0 176 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali
B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 210000 N/mm² f_{cd} 18.8 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 12.25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 ‰
τ_{c1} 2.114 ‰

σ_c -16.52 N/mm²
σ_s 349.4 N/mm²
ε_s 1.664 ‰
d 430 mm
x 178.4 x/d 0.4149
δ 0.9586

P.to applicazione N
Centro Baicentro cls
Coord.[mm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica risulta essere soddisfatta in quanto:

$$f_{Ed} / f_{cd} = 16.5 / 18.80 \approx 0.88$$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

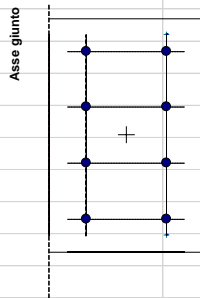
| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 47 di 57 |

Verifica dei tirafondi soggetti a trazione a taglio

Si riportano a seguire le verifiche condotte secondo quanto previsto dalle NTC-08, § 4.2.8.1.1. Sono state estrapolate le sollecitazioni alla base dei pilastri in funzione della combinazione di carico più gravosa e dell'elemento maggiormente sollecitato.

Verifica Tirafondi Montante IPE 500

| Bullone | x | y | F _{Ly} | F _{bE} | Dir. II carico | Dir. I carico | Bulloni d (mm) | Classe bulloni | Sezione intera o filettata? (if) | Numero sezioni resistenti | Acciaio piatti e profilati | | | |
|--|-----|-----|-----------------|-----------------|----------------|---------------|-----------------------------|-------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|----------------------|---------------|
| N. | mm | mm | N | N | | | 27 | 8.8 | f | 1 | S355 N/NL/M/ML/W | | | |
| 1 | 60 | 430 | 6 750 | 6 750 | bordo | bordo | Verifica a Taglio - Comb | SLU | | Traz. 1 - Comb | SLU | Distanze dai bordi | | Tipo |
| 2 | 60 | 310 | 6 750 | 6 750 | interno | bordo | V _x (N) | V _y (N) | M (N mm) | σ bullone (Mpa) | N bullone (N) | e1 (mm) | e2 (mm) | vite |
| 3 | 60 | 190 | 6 750 | 6 750 | interno | bordo | 0 | 54 000 | | 357 | 164000.7 | 70 | 60 | fck Cls fond. |
| 4 | 60 | 70 | 6 750 | 6 750 | bordo | bordo | Numero viti | Sez. (mm ²) | Fori Φ (mm) | Testa (mm) | f _{tb} (MPa) | Interassi bulloni | | 35 |
| 5 | 190 | 430 | 6 750 | 6 750 | bordo | bordo | 8 | 459 | 28.5 | 41 | 800 | p1 (mm) | p2 (mm) | |
| 6 | 190 | 310 | 6 750 | 6 750 | interno | bordo | Caratteristiche geometriche | | | | 120 | 130 | | |
| 7 | 190 | 190 | 6 750 | 6 750 | interno | bordo | x _G (mm) | y _G (mm) | J _x (mm ²) | J _y (mm ²) | J _p (mm ²) | f _{tk} (MPa) | Spessore lamiera | |
| 8 | 190 | 70 | 6 750 | 6 750 | bordo | bordo | 125.0 | 250.0 | 33 800.00 | 144 000.00 | 177 800.00 | 470 | 30 | |
| Verifica a taglio: | | | | | | | | | | F _{v,Rd} (N) = | 176 256 | > | 6 750 | |
| Verifiche a rifollamento | | | | | | | | | | k · α | F _{b,Rd} (N) | | F _{b,E} (N) | |
| Bull. di bordo in dir. del carico e in dir. perp.: | | | | | | | | | | 2.047 | 623 368.4 | > | 6 750.0 | |
| Bull. int. in dir. car. e di bordo in dir. perp.: | | | | | | | | | | 2.500 | 761 400.0 | > | 6 750.0 | |
| Verifica a trazione del bullone | | | | | | | | | | F _{t,Rd} (N) = | 264 384.0 | > | 164 001 | |
| Verifica piastra a punzonamento | | | | | | | | | | B _{p,Rd} (N) = | 573 791 | > | 164 001 | |
| Verifica a Taglio - Trazione | | | | | | | | | | Cond. 2 | 1 | > | 0.48 | |
| Verifica a sfilamento | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | η1 | 1 | | | |
| | | | | | | | | | | η2 | 1 | | | |
| | | | | | | | | | | fctm | 3.21 | Mpa | | |
| | | | | | | | | | | fctk | 2.25 | Mpa | | |
| | | | | | | | | | | fbk | 5.06 | Mpa | | |
| | | | | | | | | | | fbd | 3.37 | | | |
| | | | | | | | | | | L, anc. | 700 | mm | | |
| | | | | | | | | | | L, anc calcolata | 581 | mm | | |
| | | | | | | | | | | F sfilamento (N) | 200 023.4 | > | 164 001 | |



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 48 di 57 |

Calcolo delle lunghezza di ancoraggio dei tirafondi

La lunghezza di acnroaggio è pari a 70 cm. Ai sensi del capitolo 4.1.2.1.1.4 del D.M. 14-01-2008, essendo:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \text{ con } \gamma_c = 1.5;$$

$$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk};$$

$$\eta = 132 - \phi / 100.$$

Conoscendo, inoltre, lo sforzo di trazione agente su ogni tirafondo $F_{t,ed} = 164 \text{ KN}$, si ha che:

$$L_{ancoraggio} = F_{t,ed} / (p f_{bd}) = 57.4 < 70 \text{ cm}$$

La lunghezza di ancoraggio ipotizzata risulta essere sufficiente.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 49 di 57 |

10.3.4 PALI

Il paramento del muro è schematizzato come una mensola incastrata alla base (sezione di attacco con il cordolo di fondazione) soggetto a forze orizzontali date dal vento e dagli effetti aerodinamici sulla B.A. e dalle forze di inerzia in fase sismica.

| SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO PALO (TESTA PALI) - COMBinate | | | | |
|---|---------------------------|---------------|---------------|----------------|
| COMBINAZIONI | | N [kN] | V [kN] | M [kNm] |
| 1 | 1_SLU STR | 301 | 54 | 335 |
| 2 | 2_SLU GEO | 233 | 47 | 290 |
| 3 | 3_SLE RARA | 218 | 36 | 223 |
| 4 | 4_SLE FREQ | 218 | 18 | 112 |
| 5 | 5_SLE Q.P. | 218 | 0 | 0 |
| 6 | SISMA X SLV | 218 | 87 | 215 |

Armatura

Longitudinale 18φ22 monte

Spirale φ10/20

| RISULTATI VERIFICHE | | |
|----------------------------|--------------------|--|
| SLU/SLV | $M_{Rd} =$ | 529 kNm/m Momento resistente |
| | $V_{Rct,d} =$ | 122 kN/m *elementi non armati a taglio. |
| SLE | $w =$ | 0.191 mm ampiezza fessure |
| | $\sigma_{c,max} =$ | -11.2 Mpa Tensione max cls |
| | $\sigma_{s,max} =$ | 199.1 Mpa Tensione max armature |

Verifica a pressoflessione allo SLU/SLV

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 18
Diametro barre: 22 [mm]
Copriferro (baric.): 71 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 301 218 kN
M_{xEd}: 335 223 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 mm Col. modello

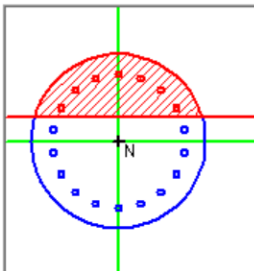
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 529.4 kN m
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 4.989 ‰
d: 529 mm
x: 218.1 x/d: 0.4123
 δ : 0.9554



La verifica è soddisfatta

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 51 di 57 |

Verifica a taglio allo SLU/SLV

| Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 14/01/2008) | | | |
|---|---------------------|-------------|---------------------|
| classe cls | R_{ck} | 30 | N/mm ² |
| resist. Caratteristica cilindrica | f_{ck} | 25 | N/mm ² |
| | f_{cd} | 14 | N/mm ² |
| diametro | Φ | 600 | mm |
| Area sezione | A | 282743 | mm ² |
| copriferro | c | 80 | mm |
| Area sezione rettangolare equivalente | A_{eq} | 222244 | mm ² |
| altezza utile equivalente | d | 440 | mm |
| larghezza equivalente | b_w | 505 | mm |
| altezza equivalente | h_{eq} | 559.8476 | mm |
| sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione | N | 0 | N |
| | σ_{cp} | 0.000 | N/mm ² |
| | α_{cp} | 1.00 | |
| Acciaio | f_{yk} | 450 | N/mm ² |
| B450C | f_{yd} | 391 | N/mm ² |
| diametro staffe (spille) | \varnothing_w | 10 | mm |
| Area staffa (spilla) | A_{\varnothing_w} | 79 | mm ² |
| 0.9 d | z | 396 | mm |
| passo spirale | s_w | 200 | mm |
| | n° bracci | 2 | |
| angolo di inclinazione biella compressa | θ | 45.0 | ° |
| deve essere compreso tra 1 e 2.5 | $\cot(\theta)$ | 1.00 | |
| angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo | α | 90 | ° |
| | $\cot(\alpha)$ | 0.00 | |
| | A_{s_w} / s_w | 0.785 | mm ² /mm |
| Taglio resistente per "taglio trazione" | V_{Rsd} | 122 | kN |
| Taglio resistente per "taglio compressione" | V_{Rcd} | 706 | kN |
| taglio sollecitante | V_{Ed} | 87 | kN |
| fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2) | γ_{Rd} | 1 | |
| taglio resistente | V_{Rd} | 122 | kN |
| | V_{Ed} | < | V_{Rd} |
| | FS | 1.40 | |

Verifiche a fessurazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 300 [mm]
Raggio interno: 0 [mm]
N° barre uguali: 18
Diametro barre: 22 [mm]
Copriferro (baric.): 71 [mm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 301 218 kN
M_{xEd}: 335 223 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -11.16 N/mm²
 σ_s : 199.1 N/mm²
 ϵ_s : 0.9955 ‰
d: 529 mm
x: 241.6 x/d: 0.4567
 δ : 1

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

| | INPUT | OUTPUT |
|---|-----------------------------------|--|
| Rck | 30 Mpa | diff. def. armature-cls |
| D | 600 mm | $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 7.22E-04 |
| copriferro 1° strato | c_1 60 mm | distanza max fessure |
| diametro barre 1° strato | ϕ_1 22 mm | s_r, max 2.65E+02 mm |
| numero barre 1° strato | n_1 18 | ampiezza fessure: |
| copriferro 2° strato (baricentro barre) | c_2 mm | wk 0.191 mm |
| diametro barre 2° strato | ϕ_2 mm | LIMITE 0.30 mm |
| numero barre 2° strato | n_2 mm | Sez. verificata |
| distanza lembo compresso-lembo teso della sezione | d 540 mm | |
| posizione asse neutro da lembo compresso | b_{eff} 83.8 mm | |
| Tensione massima barre 1° strato | x 241.6 mm | |
| Tensione massima barre 2° strato | $\sigma_{s,max1}$ 199.1 Mpa | |
| altezza efficace | $\sigma_{s,max2}$ Mpa | |
| area efficace relativamente ad una singola barre | $h_{c,eff}$ 119.5 mm | |
| percentuale di armatura relativa a $A_{c,eff}$ | $A_{c,eff}$ 10008 mm ² | |
| (0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata) | $\rho_{p,eff}$ 0.038 | |
| (0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie) | kt 0.6 | |
| (0.5 per flessione; 1 trazione) | k1 0.8 | |
| | k2 0.5 | |
| | k3 3.4 | |
| | k4 0.425 | |

La verifica è soddisfatta

11. INCIDENZA ARMATURE

| | |
|-------------------------|-----------|
| Elevazione e fondazione | 100 kg/mc |
| Palo 600mm | 190 kg/mc |

12. ALLEGATO

12.1 : VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO
ai sensi del D.M. 14/01/2008 - Approccio 2 (A1+M1+R3)
OPERA: MURO STAZIONE TELESE

Diametro del palo (D): 0.6 (m)
Quota testa palo dal p.c. (z_p): 2.00 (m)
Area del palo (A_p): 0.283 (m²)
quota della falda dal p.c. (z_w): 5.50 (m)

CARICO ASSIALE DI COMPRESSIONE SUL SINGOLO PALO:
§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008
Approccio 2: (A1+M1+R3)

| | |
|----------------------|----------|
| N _d (SLU) | 301 (kN) |
| N _d (SLV) | 218 (kN) |
| N _d (SLE) | 218 (kN) |
| N _d (SLD) | (kN) |

CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:
§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008
Approccio 2: (A1+M1+R3)

| | |
|----------------------|------|
| N _d (SLU) | (kN) |
| N _d (SLV) | (kN) |

Numero di strati: 5

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

| Strato | Stratigrafia | | Spess. (m) | Tipo di terreno | Parametri del terreno | | | | | | T _{lim} (kPa) | N _d (-) | Q _{p, max} (kPa) | k _{compr} (-) | k _{traz} (-) |
|--------|--------------|--------|------------|-----------------|------------------------|----------|--------|----------------------|-------|-------|------------------------|--------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------|
| | da (m) | a (m) | | | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | φ' (°) | c _u (kPa) | α (-) | a (-) | | | | | |
| 1 | 0.00 | 8.00 | 8.00 | bc2 | 19 | 0 | 34 | | | | 150 | | 4300 | 0.6 | 0.5 |
| 2 | 8.00 | 13.00 | 5.00 | bn1 | 20 | 0 | 36 | | | | 150 | | 5800 | | |
| 3 | 13.00 | 20.00 | 7.00 | MLD3 | 20 | | | 175 | 0.4 | | 100 | | | | |
| 4 | 20.00 | 35.00 | 15.00 | MLD3 | 20 | | | 210 | 0.4 | | 100 | | | | |
| 5 | 35.00 | 100.00 | 65.00 | MLD3 | 20 | | | 280 | 0.4 | | 100 | | | | |

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | >= 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ ₃ | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 |
| ξ ₄ | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 |

n°1 verticale: Peso del palo depurato W_{p, dep}:

| | |
|--|---------|
| Lunghezza del palo (L _p) | 12 (m) |
| Peso del palo depurato W _{p, dep} | 19 (kN) |
| Peso palo alleggerito W _{p, all} | 61 (kN) |
| Profondità punta palo: | 14 (m) |

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

| | |
|-------------------------------------|---|
| Resistenza alla base: | R _b = 522 (kN) |
| Resistenza laterale a compressione: | R _{s, compr} = 1179 (kN) |
| Resistenza laterale a trazione: | R _{s, traz} = 1004 (kN) |
| Resistenza totale a compressione: | R _t = R _b + R _{s, compr} = 1701 (kN) |
| Resistenza totale a trazione: | R _t = R _b + R _{s, traz} = 1004 (kN) |

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO
Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

| | |
|-------------------------------------|---|
| Resistenza alla base: | R _{b,c} = 228 (kN) |
| Resistenza laterale a compressione: | R _{s,c} = 603 (kN) |
| Resistenza totale a compressione: | R _{td,c} = R _{b,c} + R _{s,c} - W _p = 812 (kN) |

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE
Approccio 2: (A1+M1+R3)_§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

| | |
|-------------------------------|---|
| Resistenza totale a trazione: | R _{td,t} = R _{b,t} + W _p = -533 (kN) |
|-------------------------------|---|

VERIFICA A COMPRESSIONE

| N _{d,c} (kN) | R _{d,c} (kN) | FS (-) | |
|-----------------------|-----------------------|--------|------|
| SLU - (A1+M1+R3) | 301 | 812 | 2.70 |
| SLV - (EQK+M1+R3) | 218 | 812 | 3.73 |

R_{d,t}/N_{d,t} ≥ 1

VERIFICA A TRAZIONE

| N _{d,t} (kN) | R _{d,t} (kN) | FS (-) | |
|-----------------------|-----------------------|--------|--|
| SLU - (A1+M1+R3) | | | |
| SLV - (EQK+M1+R3) | | | |

R_{td,t}/N_{dt} ≥ 1

VERIFICA A COMPRESSIONE

| N _d (kN) | R _{d,c} (kN) | FS (-) | |
|---------------------|-----------------------|--------|------|
| SLE | 218 | 1179 | 5.41 |
| SLD | | | |

R_{td,c}/N_{d,c} ≥ 1.25

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 55 di 57 |

DIAGRAMMI CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI COMPRESIONE

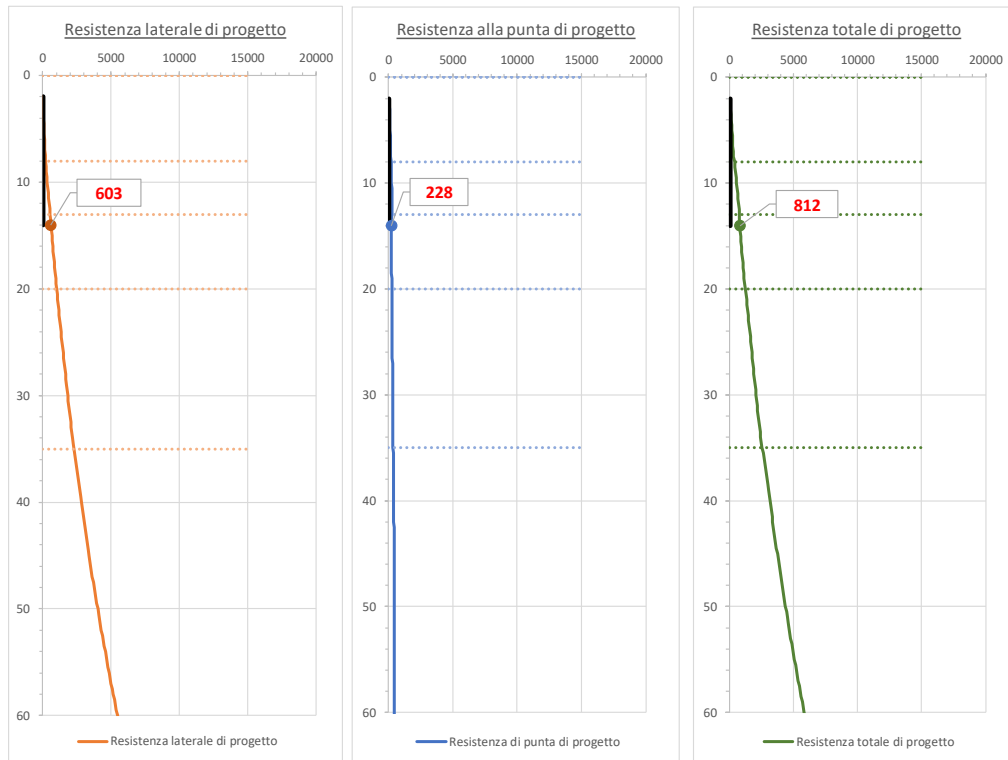
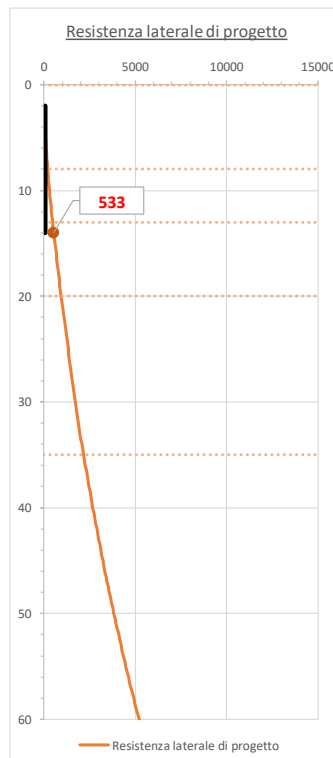


DIAGRAMMA CAPACITA' PORTANTE A FORZE ASSIALI DI TRAZIONE

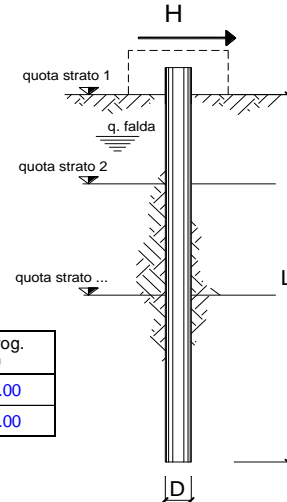


Muro di sostegno - Relazione di calcolo

| | | | | | |
|----------|---------|----------|------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| IF26 | 12 E ZZ | CL | FV0200 005 | B | 56 di 57 |

opera MURO STAZIONE TELESE

| coefficienti parziali | | | A | | M | | R |
|--------------------------|----------|----------------------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------|---------------|------------|
| Metodo di calcolo | | | permanenti γ_G | variabili γ_Q | γ_{ψ} | γ_{cu} | γ_r |
| SUD | A1+M1+R1 | <input type="radio"/> | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M1+R2 | <input type="radio"/> | 1.00 | 1.30 | 1.00 | 1.00 | 1.60 |
| | A1+M1+R3 | <input type="radio"/> | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.30 |
| | SISMA | <input checked="" type="radio"/> | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.30 |
| DM88 | | <input type="radio"/> | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| definiti dal progettista | | <input type="radio"/> | 1.30 | 1.50 | 1.25 | 1.40 | 1.00 |



| n | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥10 | T.A. | prog. |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| ξ_3 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| ξ_4 | 1.70 | 1.55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 | 1.00 | 1.00 |

| strati terreno | descrizione | quote (m) | γ (kN/m ³) | γ' (kN/m ³) | ϕ (°) | Parametri medi | | Parametri minimi | | |
|--|-------------|--------------|----------------------------------|-----------------------------------|---------------|----------------|----------------|------------------|-------|----------------|
| | | | | | | k_p | c_u (kPa) | ϕ (°) | k_p | c_u (kPa) |
| p.c.=strato 1 | ba2 | 50.50 | 19 | 9 | 34 | 3.54 | | 34 | 3.54 | |
| <input checked="" type="checkbox"/> strato 2 | bn1 | 44.50 | 20 | 10 | 36 | 3.85 | | 36 | 3.85 | |
| <input checked="" type="checkbox"/> strato 3 | MDL3 | 39.50 | 20 | 10 | | 1.00 | 175 | | 1.00 | 175 |
| <input checked="" type="checkbox"/> strato 4 | MDL3 | 32.50 | 20 | 10 | | 1.00 | 210 | | 1.00 | 210 |
| <input checked="" type="checkbox"/> strato 5 | MDL3 | 17.50 | 20 | 10 | | 1.00 | 280 | | 1.00 | 280 |
| <input type="checkbox"/> strato 6 | | | | | | 1.00 | | | 1.00 | |

Quota falda 47.00 (m)
 Diametro del palo D 0.6 (m)
 Lunghezza del palo L 12 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 498 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

| | H medio | | H minimo | |
|-----------------|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Palo lungo | 514.0 (kN) | | 514.0 (kN) | |
| Palo intermedio | 1985.4 (kN) | | 1985.4 (kN) | |
| Palo corto | 6875.5 (kN) | | 6875.5 (kN) | |
| | H_{med} 514.0 (kN) | Palo lungo | H_{min} 514.0 (kN) | Palo lungo |

$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4)$ 302 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r$ 233 (kN)

Taglio di progetto

$T_d =$ 87 (kN)

$FS = H_d / T_d =$ 2.67

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
Raggio = 300 (mm)
Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

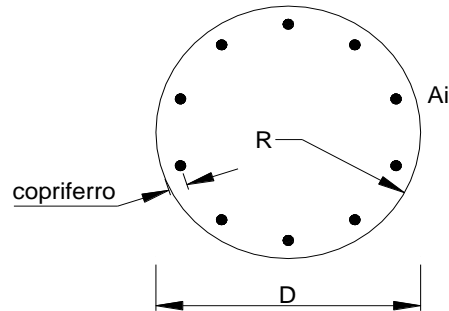
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.186%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

| numero | diametro (mm) | area (mm ²) | copriferro (mm) |
|--------|---------------|-------------------------|-----------------|
| 18 | φ 22 | 6842.39 | 71.1 |
| 0 | φ 0 | 0.00 | 0 |
| 0 | φ 8 | 0.00 | 30 |

calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 498.0 (kN m)

Inserisci