



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

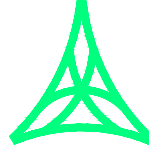
DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



FRIULI venezia giulia
STRaDE S.p.A.

PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

**COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23
 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)**

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI
 Opera n°3: Sottopasso agricolo
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

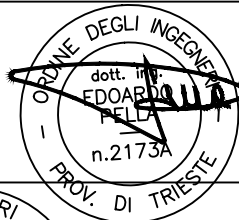
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

01.01 . 00

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

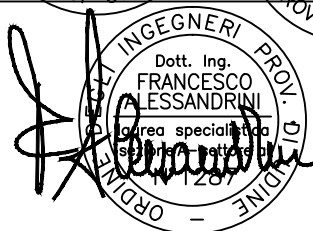
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :
 dott. ing. Edoardo PELLA
 dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :
 dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:
 dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:
 dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
 1207H0101000.doc
 1207H0101000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1.	GENERALITÀ	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	6
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	6
5.	DATI DI CALCOLO	8
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
6.1.	CARICHI VERTICALI.....	9
6.1.1.	PESO PROPRIO STRUTTURA.....	9
6.1.2.	PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO	9
6.2.	DISTORSIONI	9
6.2.1.	VARIAZIONI TERMICHE	9
6.3.	CARICHI MOBILI	9
6.3.1.	CARICHI MOBILI STATICI	9
6.3.2.	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI.....	9
6.3.3.	CARICHI MOBILI COMPLESSIVI	9
6.3.4.	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO	10
6.3.5.	AZIONE CENTRIFUGA	10
6.3.6.	AZIONE DEL VENTO	10
6.3.7.	AZIONI SU PARAPETTI E GUARD-RAIL	10
6.3.8.	SPINTA DELLE TERRE.....	10
6.3.9.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE	10
6.3.10.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	11
7.	ANALISI DELLA STRUTTURA INTERRATA	12
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO	12
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	12
7.2.	VERIFICA STRUTTURA SCATOLARE (TRATTO TERMINALE).....	12
7.2.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	13
7.2.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO	15
7.3.	VERIFICA STRUTTURA SCATOLARE (TRATTO CENTRALE).....	16
7.3.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	16
7.3.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO	18
7.4.	VERIFICA STRUTTURA D'USCITA.....	18
7.4.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	18
7.4.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO	19
8.	ELABORATI DI CALCOLO.....	20

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle principali strutture previste per la realizzazione dei sottopassi per strade agricole e/o ciclabili, inseriti nell'ambito del Progetto Preliminare del "Collegamento Viario tra la s.s. n°13 e la A23 (s.s. n°56) - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto, dalla s.s. n°13 alla s.s. n° 353. L'opera in oggetto, della lunghezza complessiva di 32.55m, è prevista per permettere l'attraversamento del rilevato stradale del nuovo collegamento viario di progetto da parte di una strada ad uso agrario, avente larghezza viabile di 6.00m ed altezza minima utile di 5.00m.

Il sottopasso è realizzato in c.a., con larghezza netta pari a 6.00m ed altezza minima di 5.00m; si tratta di una struttura scatolare, con soletta superiore carrabile (assimilata a ponte di prima categoria) e schema statico di telaio rettangolare chiuso.

La soletta superiore e le pareti verticali presentano spessore pari a 0.60m, mentre la soletta inferiore di fondazione ha spessore costante pari a 0.70m.

L'altezza media di ricoprimento (terreno e pavimentazione stradale) è assunta pari a 1.50m per i tratti terminali del sottopasso, mentre il tratto centrale è interessato da un ricoprimento medio di 3.30m.

Alle due estremità del manufatto (a livello di imposta della soletta superiore) si prevede la realizzazione di un tratto di soletta di transizione in c.a., al fine di limitare gli effetti dovuti ad eccessivi cedimenti ed assestamenti nella zona di passaggio tra la struttura rigida di impalcato ed il terrapieno di riporto a tergo del muro/spalla.

La struttura d'uscita, a sostegno del terreno del rilevato stradale, è realizzata con una soletta di fondazione dello spessore di 0.70m, mentre le pareti verticali hanno spessore costante di 0.50m, con altezza variabile da 7.45m a 0.45m.

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati di output di tutti i calcoli automatici eseguiti, ai quali si rimanda per tutti i calcoli specifici che non risultassero esplicitamente da quanto riportato nel proseguo della presente relazione.

Alla presente relazione sono inoltre allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

<p>Il calcolo di seguito riportato è stato redatto sulla base dell'OPCM 3274 (2003), del DM 16/01/1996 e, per gli aspetti mancanti, dell'EC7. L'aggiornamento/controllo di adeguatezza alle normative vigenti (NTC 2008) viene redatto a parte sul documento "Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo" allegato al progetto.</p>

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- b) D.M. LL. PP. 09 gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- c) CIRC. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al D.M. 09/01/1996".
- d) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- e) Circolare n° 156AA.GG./STC. del 04.07.1996 del Min. LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> di cui al D.M. 16/01/1996".
- f) D.M. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- g) D.M. 2 agosto 1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- h) D.M. 4 maggio 1990 - "Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- i) Circ. LL.PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991- "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- j) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- k) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- l) Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", come modificata ed integrata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003.
- m) Delibera Giunta Regionale n. 2325 in data 01 agosto 2003 "Recepimento dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- n) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo delle strutture di fondazione:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.6)$
 $f_{cd}=15.5 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.0)$
 $\sigma_{cls} = 14.9 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. rara)
 $\sigma_{cls} = 11.2 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC2** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Calcestruzzo delle elevazioni:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.6)$
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.0)$
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. rara)
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Calcestruzzo della soletta d'impalcato:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.6)$
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.0)$
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. rara)
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$ (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Acciaio da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

$$\text{Fe B 44 k}$$

controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza:

$$f_{\text{caratt. snerv.}} = 430 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m=1.15)$ $f_{yd}=373 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m=1.00)$ $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (nelle c.c. rara e quasi permanente)

che soddisfino i seguenti rapporti minimi:

$$\begin{aligned} \epsilon_{su,k} &> 8\% \\ 1.15 < f_t / f_y &< 1.35 \\ (f_{y,eff} / f_{y,nom}) &< 1.25 \end{aligned}$$

3. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione dell'opera appartiene ai terreni della media pianura friulana (depositi alluvionali del Würmiano), compresa tra i conoidi del torrente Corno e del torrente Cormor; è caratterizzata da depositi ghiaiosi con sabbie e presenza estremamente limitata di materiale più fino (limi); lo strato di alterazione superficiale, agricolo o naturale, è di spessore modesto (30÷60cm) ed essenzialmente di natura ghiaiosa.

Sulle zone in cui si prevede la realizzazione delle opere sono state condotte numerose indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le ottime caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni omogenee di ghiaie e sabbie debolmente limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità. Livelli di ghiaie cementate (conglomerato) sono presenti ad una profondità di 10÷15m dal p.c..

La falda acquifera è posizionata a circa 30m dal p.c. e non influisce in alcun modo sul comportamento geomeccanico del terreno.

Il suolo di fondazione è classificabile, ai sensi di quanto prescritto dall'O.P.C.M. 3274 e succ. integr. e modif., come appartenente alla categoria B.

Nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali si adotteranno i seguenti parametri geotecnici minimi:

Ghiaie compatte con sabbia:

Peso di volume:	γ	= 19 kN/m ³
Angolo di attrito:	Φ	= 35°
Coesione:	c	= 0.0 kN/m ²

Per quanto riguarda il terreno di riporto per il ripristino del rilevato stradale, si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso di volume:	γ	= 18 kN/m ³
Angolo di attrito:	Φ	= 30°
Angolo di attrito terreno - muro:	Φ'	= 20°
Coesione:	c	= 0.00 kN/m ²
Coefficiente di spinta attiva ($\Phi=30^\circ$)	Ka	= 0.301
Coefficiente di spinta a riposo ($\Phi=30^\circ$)	Ka	= 0.500

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La capacità portante dei plinti di fondazione di pile e spalle dell'impalcato viene di seguito calcolata, relativamente allo strato di terreno sul quale insiste la struttura, mediante la formula di Hansen nella sua espressione per terreni incoerenti, per fondazione orizzontale con carico verticale centrato ed eventuale carico sismico orizzontale:

$$\sigma_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

con il significato dei termini classico di letteratura, dove i coefficienti N_q e N_γ valgono:

$$N_q = 16.92 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.08 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

Nel calcolo della capacità portante si adotta il coefficiente sul materiale (terreno) proposto nell'Eurocodice 7, in modo da ridurre l'angolo di attrito interno di calcolo:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25$$

Si riporta, di seguito, il calcolo di capacità portante della struttura interrata, assimilandola ad una trave nastriforme avente larghezza B pari a 7.2m e posta a -7.0m dal piano campagna superiore (valore minimo).

I coefficienti da inserire nella formula di Hansen, assumono i seguenti valori:

Larghezza della fondazione: $B = 7.20\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 7.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.28$

$d_\gamma = 1.000$

Sostituendo, si ottiene:

$q_{ult} = 3670 \text{ kPa}$

4. DATI DI CALCOLO

Il sottopasso in oggetto ha dimensioni minime interne di 6.00m di larghezza e 5.00m di altezza; si sviluppa per 32.55m all'interno del rilevato stradale della strada principale di progetto.

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo della struttura:

Sottopasso

Larghezza interna	6.00 m
Altezza minima.....	5.00 m
Sviluppo longitudinale	32.55 m
Spessore soletta di fondazione	0.70 m
Spessore pareti verticali	0.60 m
Spessore soletta superiore	0.60 m

Muri andatori esterni

Altezza massima del paramento.....	7.45 m
Spessore paramento verticale.....	0.50 m
Sviluppo longitudinale	10.30 m
Spessore soletta di fondazione	0.70 m

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. CARICHI VERTICALI

5.1.1. Peso proprio struttura

Per il calcolo del peso proprio della struttura in c.a. si assume un peso specifico del materiale γ_{cls} pari a 25 kN/m³.

5.1.2. Peso terreno di ricoprimento

Per il calcolo del peso dovuto al terreno di rinfiando e di ricoprimento della struttura del sottopasso, si assume un peso specifico del materiale γ_{terr} pari a 18 kN/m³.

L'altezza di ricoprimento per le sezioni di estremità del sottopasso è di 1.50m, a cui corrisponde un carico verticale di 27 kN/m²; la zona interna del sottopasso è interessata da un ricoprimento di 3.30m, ed il carico verticale corrispondente è di 59.5 kN/m².

5.2. DISTORSIONI

5.2.1. Variazioni termiche

Considerato che la struttura principale è completamente interrata, non sono stati considerati gli effetti delle azioni termiche.

5.3. CARICHI MOBILI

5.3.1. Carichi mobili statici

Si considerano i carichi mobili q_{1a} , q_{1b} e q_{1e} per ponte di prima categoria:

$$q_{1a} = 600 \text{ kN (cfr. schema di Normativa)}$$

$$q_{1b} = 30.0 \text{ kN/m}$$

$$q_{1e} = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

5.3.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

$$\phi, \text{ coefficiente dinamico} = 1.4 \cdot (L-10)/150 \quad (\phi_{\min} = 1)$$

$$\phi (L=6.60 \text{ m}) = 1.4$$

$$q_{2a} (L=6.60 \text{ m}) = 0.4 \cdot 600 = 240.0 \text{ kN}$$

$$q_{2b} (L=6.60 \text{ m}) = 0.4 \cdot 30 = 12.00 \text{ kN/m}$$

$$q_{2e} (L=6.60 \text{ m}) = 0.4 \cdot 4 = 1.60 \text{ kN/m}^2$$

5.3.3. Carichi mobili complessivi

$$q_{ma} (L=6.60 \text{ m}) = q_{1a} + q_{2a} = 840.0 \text{ kN}$$

$$q_{mb} (L=6.60 \text{ m}) = q_{1b} + q_{2b} = 42.0 \text{ kN/m}$$

$$q_{me} (L=6.60 \text{ m}) = q_{1e} + q_{2e} = 5.6 \text{ kN/m}^2$$

Nell'ipotesi di diffusione a 45° del carico q_{1a} (che interessa l'opera in progetto) nello spessore del ricoprimento ed in metà dello spessore della soletta, si ottiene un carico equivalente uniformemente distribuito ripartito pari a:

Tratti terminali esterni:

$$b1 = 3.30 + 2 \cdot (1.50 + 0.3) = 6.90 \text{ m} \quad (\text{in senso longitudinale})$$

$$b2 = 2.30 + 2 \cdot (1.50 + 0.3) = 5.90 \text{ m} \quad (\text{in senso trasversale})$$

Si assume $b1=6.90\text{m}$ e $b2=3.50\text{m}$ (pari all'ingombro convenzionale di una colonna di carico), da cui si ottiene:

$$q_{rip} = 840 / (6.9 \cdot 3.5) = 34.5 \text{ kN/m}^2$$

Tratto interno:

$$b1 = 3.30 + 2 \cdot (3.30 + 0.3) = 10.50 \text{ m} \quad (\text{in senso longitudinale})$$

$$b2 = 2.30 + 2 \cdot (3.30 + 0.3) = 9.50 \text{ m} \quad (\text{in senso trasversale})$$

Si assume $b1=10.50\text{m}$ e $b2=3.50\text{m}$ (pari all'ingombro convenzionale di una colonna di carico), da cui si ottiene:

$$q_{rip} = 840 / (10.5 \cdot 3.5) = 22.9 \text{ kN/m}^2$$

5.3.4. Azioni longitudinali di frenamento

Non si considera l'azione del frenamento, perché trascurabile rispetto l'entità delle spinte (passiva, a riposo od attiva) dovute al terreno di rinfianco.

5.3.5. Azione centrifuga

Non si considera l'azione centrifuga.

5.3.6. Azione del vento

Non si considera l'azione del vento.

5.3.7. Azioni su parapetti e guard-rail

a) Azione applicata al guard-rail:

$$q_{8gr} = 45.0 \text{ kN} \quad (\text{in direzione trasversale})$$

$$q_{8gr} = 30.0 \text{ kN} \quad (\text{in direzione longitudinale})$$

L'azione è applicata a 0.60 m dal piano stradale.

b) Azione applicata ai parapetti:

$$q_{8pa} = 1.3 \text{ kN/m} \quad (\text{in direzione trasversale})$$

L'azione è applicata al corrimano del parapetto.

5.3.8. Spinta delle terre

La spinta delle terre dovuta ai carichi permanenti si sviluppa sulla superficie delle opere a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte al capitolo 4. della presente relazione, relativamente agli strati di terreno indicati.

L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota formula:

$$\sigma = \sigma_o + h \cdot \gamma \cdot k_a$$

con k_a coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

Incremento della spinta per carichi accidentali

La spinta delle terre dovuta a carichi accidentali q sul terrapieno a monte delle strutture di sostegno si traduce in una pressione orizzontale uniformemente distribuita sul muro pari a:

$$\sigma_q = q \cdot k$$

con k coefficiente di spinta (attiva o a riposo) per i vari strati di terreno considerati.

5.3.9. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

L'opera è situata in comune di Basiliano (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, l'area d'intervento è classificata

come zona sismica 2, con accelerazione al suolo a_g/g di 0.25. Il terreno, visto quanto riportato al p.to 4., è di tipo B. Si assume per γ_1 un valore pari a 1.3.

In accordo con le vigenti norme sulla progettazione dei ponti stradali, non si considera la presenza di carichi accidentali viaggianti in concomitanza con l'evento sismico.

5.3.10. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte delle strutture di sostegno (flessibile) viene calcolato come somma di tre contributi, come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} E_{d1} &= \frac{1}{2} \gamma' K H^2 \\ E_{d2} &= \pm \frac{1}{2} \gamma' K k_v H^2 \\ E_{d3} &= E_{ws} \end{aligned}$$

con:

γ' : peso specifico del terreno, ovvero differenza tra il peso specifico del terreno saturo ed il peso specifico dell'acqua, a seconda delle caratteristiche della falda;

K: coefficiente di spinta, attiva o passiva, del terreno (statico + dinamico);

H: altezza del muro di sostegno;

k_v : coefficiente sismico verticale, pari a:

$$k_v = \frac{1}{2} [S a_g/g] / r$$

r = 1 per opere di sostegno che non ammettono spostamenti;

r = 2 per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

E_{ws} : spinta idrostatica dell'acqua a monte.

Nel caso di strutture rigide (quali le strutture scatolari) l'incremento di spinta sismica è espresso dalla relazione:

$$\Delta P_d = a_g \cdot S \cdot \gamma' \cdot H^2 / g$$

6. ANALISI DELLA STRUTTURA INTERRATA

Per l'analisi delle sollecitazioni nella struttura scatolare costituente lo scatolare si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SCAT 9, prodotto dalla ditta Aztec, di cui si riportano i tabulati di input e di output in formato digitale nel CD-ROM allegato.

Per l'analisi della struttura si è considerata una porzione di larghezza unitaria, che è stata schematizzata agli elementi finiti, assimilabile ad un telaio chiuso rettangolare; il terreno di rinfiando e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

6.1. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, comuni agli stati limite rispetto ai quali verrà eseguita la verifica, considerate nel calcolo sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi permanenti g_1
- c.c.2 : spinta del terreno di rinfiando
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile q_{1a}
- c.c.4 : azione sismica

Il carico/sovraccarico dovuto al passaggio dei carichi mobili è calcolato nell'ipotesi di diffusione a 45° del carico q_{1a} nello spessore del ricoprimento ed in metà dello spessore della soletta. Si ottiene un carico equivalente uniformemente ripartito pari a:

Tratti terminali: $q = 34.5 \text{ kN/m}^2$
Tratto interno: $q = 22.9 \text{ kN/m}^2$

come calcolati al capitolo precedente.

6.1.1. Combinazioni di carico

Le condizioni di carico di cui al precedente p.to vengono combinate tra loro per ottenere le seguenti combinazioni di carico, che saranno poi considerate nelle verifiche successive.

Caso di carico B

SLE1 c.c.1 + c.c.2
SLE2 c.c.1 + c.c.2 + c.c.3
SLU1 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2
SLU2 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
SIS1 1.3 c.c.1 + 1.3 c.c.2 + 1.3 c.c. 4

Caso di carico C

SLU1 c.c.1 + c.c.2
SLU2 c.c.1 + c.c.2 + 1.3 c.c.3
SIS1 1.3 c.c.1 + 1.3 c.c.2 + 1.3 c.c. 4

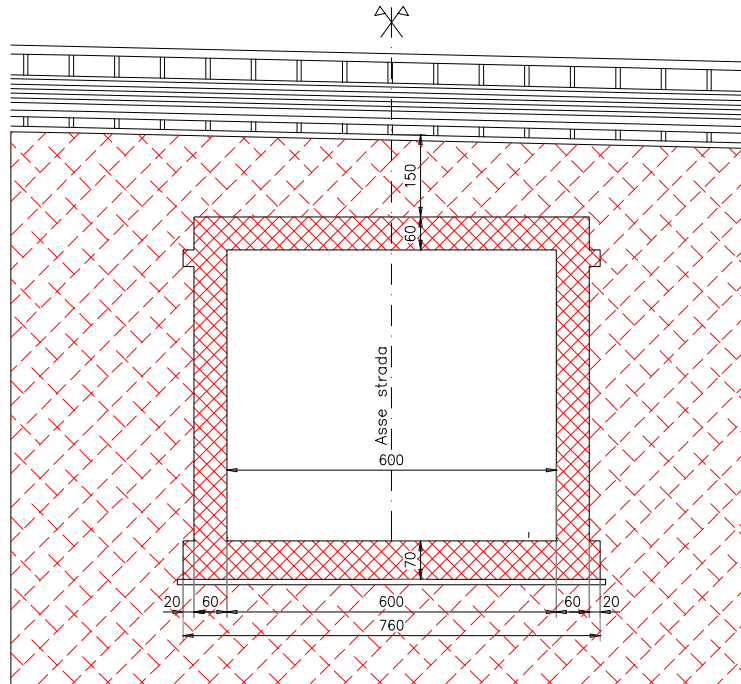
La distinzione tra le combinazioni di carico nei due casi è fatta in coerenza con quanto indicato nell'Eurocodice 7: il caso B non prevede alcun coefficiente sul materiale "terreno", ed è utilizzato per le verifiche di resistenza dell'opera, mentre il caso C prevede la riduzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, come indicato nel cap. 4, ed è finalizzato alle verifiche di stabilità/resistenza del terreno.

6.2. VERIFICA STRUTTURA SCATOLARE (TRATTO TERMINALE)

Si riportano nel seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla struttura scatolare d'estremità.

I carichi indotti dal terreno di ricoprimento (p) e dai carico mobile equivalente (q) sono:

$p = 27.0 \text{ kN/m}^2$
 $q = 34.5 \text{ kN/m}^2$



6.2.1. Verifica delle sezioni strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate nelle varie combinazioni di carico.

Sezione di incastro soletta di fondazione (S1)

$B= 1.00\text{m}$ $H=0.70\text{m}$ $A_{s,\text{inf}}=5\Phi 26+5\Phi 16$ $A_{s,\text{sup}}=5\Phi 20$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=232 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{\text{cls}}=-3.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=113 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=348 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= 803 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=478 \text{ kN/m} > V_{RD1}= 235 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s=500\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RD1}=2941 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{\text{cd}}= 431 \text{ kN}$

$V_{\text{wd}}=291 \text{ kN}$

$V_{\text{Rd2}}=582 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=695 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{\text{cls}}= -10.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=337 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=420 \text{ kN/m} < V_{\text{RD2}}= 582 \text{ kN/m}$

Sezione di mezzera soletta di fondazione (S2)

$B= 1.00\text{m}$ $H=0.70\text{m}$ $A_{s,\text{inf}}=5\Phi 26$ $A_{s,\text{sup}}=5\Phi 20+\Phi 16/40$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}= -227 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{\text{cls}}=-3.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s= 188 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}= -340 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= -460 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=10 \text{ kN/m} < V_{\text{RD1}}= 235 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=-284 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{\text{cls}}= -4.7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=235 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=156 \text{ kN/m} < V_{\text{RD1}}= 235 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro parete verticale (S3)

B= 1.00m H=0.60m As,est=5Φ26+5Φ20 As,int=5Φ20

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=232 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-4.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=118 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=348 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}=765 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=295 \text{ kN/m} > V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ16/40), disposte con passo s=400mm.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU}=2474 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}=363 \text{ kN}$

$V_{wd}=306 \text{ kN}$

$V_{Rd2}=612 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=707 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-13.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=359 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=495 \text{ kN/m} < V_{RD2}=612 \text{ kN/m}$

Sezione di mezzeria parete verticale (S4)

B= 1.00m H=0.60m As,est=5Φ26 As,int=5Φ20

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=-58 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-1.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=76 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=-86 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}=-300 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=17 \text{ kN/m} < V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=-129 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-3.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=168 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=108 \text{ kN/m} < V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro soletta superiore (S5)

B= 1.00m H=0.60m As,inf=5Φ20 As,sup=5Φ20+5Φ20

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=-208 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-4.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=138 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=-312 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}=-587 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=367 \text{ kN/m} > V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ16/40), disposte con passo s=400mm.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU}=2474 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}=363 \text{ kN}$

$V_{wd}=306 \text{ kN}$

$V_{Rd2}=612 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=-486 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-10.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=322 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=329 \text{ kN/m} < V_{RD2}=612 \text{ kN/m}$

Sezione di mezzeria soletta superiore (S6)

B= 1.00m H=0.60m As,inf=5Φ20+Φ16/40 As,sup=5Φ20

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=195 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-4.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=196 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

H010100 – relazione tecnica e di calcolo

$$M_{SD}=292 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}= 387 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD}=/ \text{ kN/m} < V_{RD1}= 220 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=175 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}= -4.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=176 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=72 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 220 \text{ kN/m}$$

Per questa sezione, essendo l'intradosso della soletta superiore non protetto da guaine e/o rivestimenti, si esegue la verifica a fessurazione.

$$\text{c.c. frequente } (\Psi=0.7) \quad M_{SD}=168 \text{ kNm/m} \quad \omega = 0.16\text{mm} < 0.40\text{mm}$$
$$\text{c.c. quasi permanente } (\Psi=0.2) \quad M_{SD}=124 \text{ kNm/m} \quad \omega = 0.14\text{mm} < 0.20\text{mm}$$

6.2.2. Verifica azioni sul terreno

Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 155 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 239 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

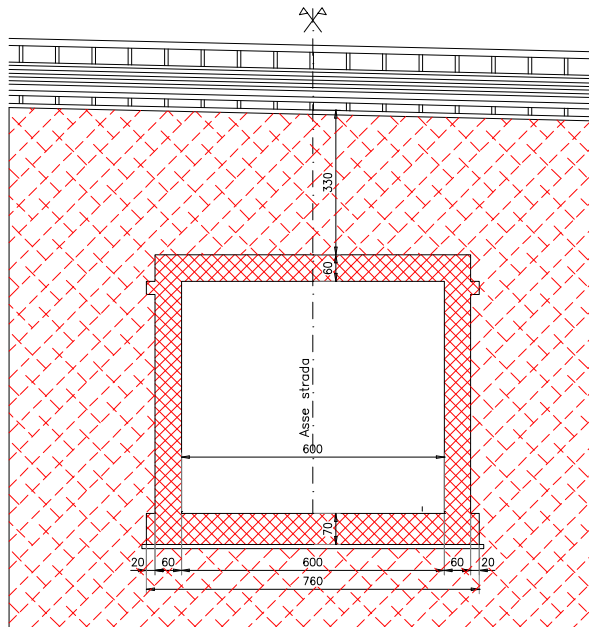
6.3. VERIFICA STRUTTURA SCATOLARE (TRATTO CENTRALE)

Si riportano nel seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla struttura scatolare d'estremità.

I carichi indotti dal terreno di ricoprimento (p) e dai carico mobile equivalente (q) sono:

$$p = 59.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 22.9 \text{ kN/m}^2$$



6.3.1. Verifica delle sezioni strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate nelle varie combinazioni di carico.

Sezione di incastro soletta di fondazione (S1)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.70\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = 5 + 5\Phi 26 \quad A_{s,\text{sup}} = 5\Phi 26$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = 278 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 117 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = 416 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 918 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 550 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s = 500\text{mm}$.

$$\text{Verifica puntone compresso} \quad V_{SD} < V_{RDU} = 2941 \text{ kN}$$

$$\text{Verifica armatura trasversale:} \quad V_{cd} = 431 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 291 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 582 \text{ kN} > V_{SD}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = 847 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -11.5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 356 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 563 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 582 \text{ kN/m}$$

Sezione di mezzeria soletta di fondazione (S2)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.70\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = 5\Phi 26 \quad A_{s,\text{sup}} = 5\Phi 26$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = -286 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.2 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 186 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -428 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -590 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 9 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -394 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -5.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 256 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 173 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$$

Sezione di incastro parete verticale (S3)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.60\text{m} \quad A_{s,est} = 5+5\Phi 26 \quad A_{s,int} = 5\Phi 20$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = 277 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -5.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 114 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = 411 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 940 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 337 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 220 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s=350\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 2474 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 363 \text{ kN}$

$$V_{wd} = 350 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 700 \text{ kN} > V_{SD}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = 859 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -15.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 612 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 700 \text{ kN/m}$$

Sezione di mezzera parete verticale (S4)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.60\text{m} \quad A_{s,est} = 5\Phi 26 \quad A_{s,int} = 5\Phi 20$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = -30 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -0.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 39 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -44 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -300 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 21 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 220 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -145 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 188 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 125 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 220 \text{ kN/m}$$

Sezione di incastro soletta superiore (S5)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.60\text{m} \quad A_{s,inf} = 5\Phi 26 \quad A_{s,sup} = 5\Phi 26 + 5\Phi 20$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = -272 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 136 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -408 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -770 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 468 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 220 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s=400\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 2474 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 363 \text{ kN}$

$$V_{wd} = 306 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 612 \text{ kN} > V_{SD}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -659 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -11.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 328 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 505 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 612 \text{ kN/m}$$

Sezione di mezzera soletta superiore (S6)

B= 1.00m H=0.60m $A_{s,inf}=5\Phi 26+\Phi 16/40$ $A_{s,sup}=5\Phi 26$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=246 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-4.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=162 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=368 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= 590 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD}=2 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 220 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=304 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}= -5.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=200 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD}=78 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 220 \text{ kN/m}$

Per questa sezione, essendo l'intradosso della soletta superiore non protetto da guaine e/o rivestimenti, si esegue la verifica a fessurazione.

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD}=232 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.16 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$
c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD}=210 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.14 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

6.3.2. Verifica azioni sul terreno

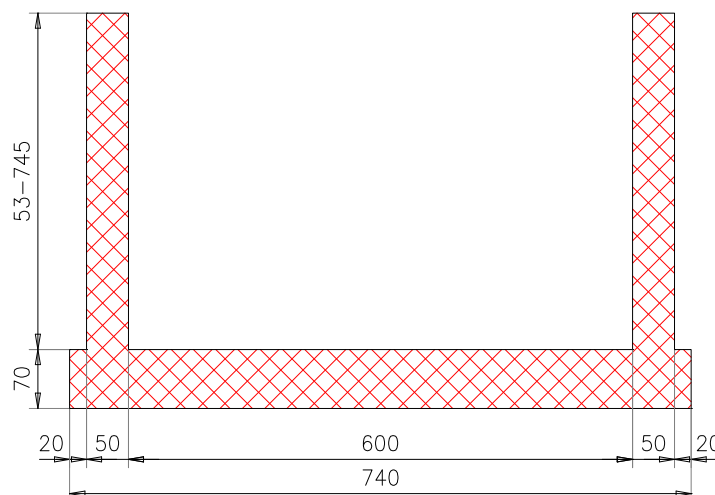
Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 180 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 292 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

6.4. VERIFICA STRUTTURA D'USCITA

Si riportano nel seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla struttura aperta situata subito all'esterno del sottopasso. L'altezza del paramento varia da un massimo in corrispondenza del sottopasso ($H_{max}=7.45\text{m}$) fino ad un minimo di 0.53m a 10.0m circa dall'uscita del sottopasso.

Si considera nei calcoli seguenti, per tener conto che le pareti verticali restano collegate trasversalmente alle pareti del sottopasso mediante un dente a taglio, un'altezza del paramento di 5.25m ($\frac{2}{3}$ circa dell'altezza massima).

Non si ipotizza la presenza di sovraccarichi agenti sul rilevato a tergo della struttura.



6.4.1. Verifica delle sezioni strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate nelle varie combinazioni di carico.

Sezione di incastro soletta di fondazione

B= 1.00m H=0.70m $A_{s,inf}=5\Phi 20+5\Phi 16$ $A_{s,sup}=5\Phi 20$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=247 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-4.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=168 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=370 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}=565 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD}=196 \text{ kN/m} < V_{RD1}=235 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=470 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-8.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=320 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=219 \text{ kN/m} < V_{RD2}=235 \text{ kN/m}$$

Sezione di mezzeria soletta di fondazione

$$B=1.00\text{m} \quad H=0.70\text{m} \quad A_{s,inf}=5\Phi 20 \quad A_{s,sup}=5\Phi 20$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=-80 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-1.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=88 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=119 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}=350 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD}=\text{ / kN/m} < V_{RD1}=235 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=121 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-2.5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=133 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=31 \text{ kN/m} < V_{RD1}=235 \text{ kN/m}$$

Sezione di incastro parete verticale

$$B=1.00\text{m} \quad H=0.50\text{m} \quad A_{s,est}=5\Phi 26+5\Phi 20 \quad A_{s,int}=5\Phi 16$$

Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=262 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-7.1 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=163 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=393 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}=615 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD}=210 \text{ kN/m} > V_{RD1}=185 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s=400\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU}=2008 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}=294 \text{ kN}$

$$V_{wd}=248 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2}=497 \text{ kN} > V_{SD}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=481 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-13.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=298 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=263 \text{ kN/m} < V_{RD2}=497 \text{ kN/m}$$

6.4.2. Verifica azioni sul terreno

Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 60 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 78 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

7. ELABORATI DI CALCOLO

Gli elaborati delle analisi eseguite con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riportano le relazioni di output dei tre modelli strutturali studiati (due per la struttura scatolare del sottopasso, ed uno per la struttura aperta in uscita).

Nelle relazioni sono riportati i dati di input, i principali risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni, nonché una descrizione schematica del metodo di calcolo adottato.