



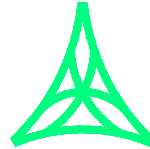
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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

SOGGETTO DELEGATARIO:



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
 Muri di sostegno minori
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

15.01 . 00

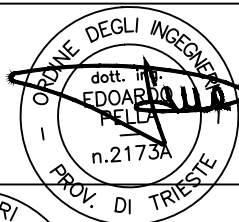
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF	FA	EP
			REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

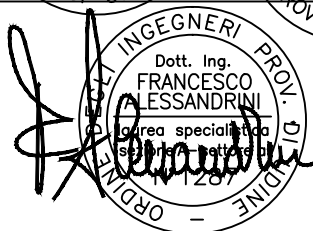
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



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:
 1207H1501000.doc
 1207H1501000.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.	CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO	6
4.2.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	6
5.	DATI DI CALCOLO	9
5.1.	INTERVENTO N. 1	9
5.2.	INTERVENTO N. 2	9
5.3.	INTERVENTO N. 3	9
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	10
6.1.	CARICHI PERMANENTI.....	10
6.2.	CARICHI MOBILI	10
6.3.	SPINTA DELLE TERRE	10
6.3.1.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE	10
6.3.2.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	10
7.	INTERVENTO N. 1.....	11
7.1.	OPERA DI SOSTEGNO TIPO 1A.....	11
7.1.1.	VERIFICA DI RESISTENZA MURO TIPO 1A	11
7.1.1.1.	Verifica paramento verticale	11
7.1.1.2.	Verifica soletta di fondazione	12
7.1.2.	VERIFICA A STABILITÀ MURO TIPO 1A.....	12
7.2.	OPERA DI SOSTEGNO TIPO 1B.....	12
7.2.1.	VERIFICA DI RESISTENZA MURO TIPO 1B	13
7.2.1.1.	Verifica paramento verticale	13
7.2.1.2.	Verifica soletta di fondazione	13
7.2.2.	VERIFICA A STABILITÀ MURO TIPO 1B.....	13
7.3.	CANNA DI ATTRAVERSAMENTO IN C.A.	14
7.3.1.	VERIFICA DI RESISTENZA	14
7.3.1.1.	Verifica soletta di fondazione	14
7.3.1.2.	Verifica soletta superiore	15
7.3.1.3.	Verifica pareti laterali	15
7.3.2.	VERIFICA A STABILITÀ CANNA DI ATTRAVERSAMENTO	15
7.4.	SEZIONE IN C.A. DEL CANALE	15
7.4.1.	VERIFICA DI RESISTENZA	16
7.4.1.1.	Verifica soletta di fondazione	16
7.4.1.2.	Verifica pareti laterali	16
7.4.2.	VERIFICA A STABILITÀ SEZIONE ALVEO	16
8.	INTERVENTO N. 2.....	17
8.1.	VERIFICA DI RESISTENZA MURO	17
8.1.1.	VERIFICA PARAMENTO VERTICALE	17
8.1.2.	VERIFICA SOLETTA DI FONDAZIONE	18
8.2.	VERIFICA A STABILITÀ MURO	18
9.	INTERVENTO N. 3.....	18
10.	ELABORATI DI CALCOLO.....	18

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi di alcune opere di sostegno per le scarpate del rilevato stradale di nuova realizzazione, previste dal 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.

Le opere di contenimento previste interessano alcuni tratti di scarpate del rilevato stradale, le quali, causa la presenza di canali laterali, non possono arrivare fino alla quota del terreno seguendo la pendenza naturale. Sono oggetto del presente elaborato due sezioni tipo (in c.a.) dell'alveo di un canale irriguo, che è interessato da un'operazione di ricalibratura.

Le strutture sono costituite da muri di sostegno in c.a., di dimensioni variabili a seconda dell'altezza del terrapieno a monte e dei carichi insistenti sullo stesso; si riepilogano le zone oggetto di intervento, descrivendo le caratteristiche dei muri da realizzare.

Intervento n. 1

L'intervento ricade all'interno delle opere interessanti la strada comunale Basagliapenta-Nespolo (rappresentata dall'asse 6 negli elaborati grafici) ed in particolare il primo tratto della zona di intervento (lato Basagliapenta). Si prevede la realizzazione di muri di contenimento per la scarpata del rilevato stradale, da eseguire ai due lati della carreggiata di progetto; lo sviluppo dei muri è di 109m circa per quello posto lungo il lato sinistro, e 35m circa per quello opposto. L'altezza massima di calcolo del paramento verticale è di 2.20m, e considerato il non trascurabile sviluppo dell'opera, si prevedono due tipologie di muri:

tipo 1a: il paramento verticale ha altezza totale di calcolo di 2.20m e spessore 0.60m, mentre la soletta di fondazione ha larghezza complessiva di 2.40m (0.60m a valle, 1.20m a monte) e spessore di 0.60m;

tipo 1b: il paramento verticale ha altezza totale di 1.50m e spessore 0.60m, mentre la soletta di fondazione ha larghezza complessiva di 2.00m (0.60m a valle, 1.00m a monte) e spessore di 0.60m.

In prossimità di questo tratto stradale risulta inoltre necessario intervenire sulla sezione del "canale San Vito", modificandone in parte la sezione e realizzando una canna in c.a. per l'attraversamento del rilevato stradale. La canna in c.a. ha dimensioni interne di 2.50m di larghezza e 1.00m di altezza, e spessore costante di 0.25m; la sezione del canale, nel tratto subito a monte della canna, ha forma rettangolare, con pareti e fondo in c.a.: l'altezza massima è di 2.20m, la larghezza interna è di 2.50m, e lo spessore di soletta e pareti laterali è di 0.25m.

Intervento n. 2

L'intervento ricade all'interno delle opere interessanti la strada comunale Basagliapenta-Nespolo (rappresentata dall'asse 6 negli elaborati grafici) ed in particolare nell'ultimo tratto della zona di intervento (lato Nespolo). In questo tratto il canale San Vito, il cui alveo viene ricalibrato, ha sezione trapezia in c.a., con la parete verticale posta lungo il lato del terrapieno stradale.

Lo sviluppo di questa sezione è di 72.7m circa; la soletta di fondazione ha larghezza di 2.5m, e spessore costante di 0.25m; il paramento verticale ha spessore costante di 0.25m, ed altezza variabile, comunque non superiore a 1.20m circa.

Intervento n. 3

L'intervento ricade all'interno delle opere interessanti la strada provinciale n. 10 (rappresentata dall'asse 14 negli elaborati grafici). Si prevede la realizzazione di un muro di contenimento a lato del "canale Martignacco". Lo sviluppo dell'opera è di complessivi 175.7m circa (in due zone rispettivamente di 137m e 38.7m ciascuna); la soletta di fondazione ha larghezza di 2.40m, e spessore costante di 0.60m; il paramento verticale ha spessore costante di 0.60m, ed altezza variabile, comunque non superiore a 2.20m.

Le opere in progetto sono situate in zona sismica di tipo 2, ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274/03 e successive modifiche ed integrazioni. Il terreno appartiene generalmente alla categoria B, "*depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*".

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

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.

2. 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, e succ. modif. ed integr.
- 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

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo delle strutture di fondazione:

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

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad (\text{C25/30})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=15.6 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.14 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 14.9 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 11.2 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

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.):

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad (\text{C28/35})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

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 gli elementi in acciaio (in barre od in rete) si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

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:

$$\epsilon_{su,k} > 8\%$$

$$1.15 < f_t / f_y < 1.35$$

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

4. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione delle opere 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 variabile e comunque modesto (30÷60cm) ed essenzialmente di natura limosa.

Sulle zone in cui si prevede la realizzazione delle opere sono state condotte alcune indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le buone caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni pressoché omogenee di ghiaie e sabbie debolmente limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità.

I sondaggi svolti in zone limitrofe a quella di interesse non hanno intercettato la falda acquifera.

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.

Si descrivono nel seguito le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione e di riempimento assunte per il calcolo delle opere di sostegno.

Terreno esistente: ghiaie compatte con sabbia (da -1.0m dal p.c. a -10.0m circa dal p.c.)

Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito: $\Phi = 35^\circ$
Coesione: $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

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

Peso di volume: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito: $\Phi = 30^\circ$
Angolo di attrito terreno - muro: $\Phi' = 20^\circ$
Coesione: $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente di spinta attiva ($\Phi=30^\circ$) $K_a = 0.301$

4.1. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO

Le verifiche di stabilità che verranno eseguite (capacità portante) sono calcolate in conformità a quanto proposto dall'Eurocodice 7, il quale prevede dei coefficienti di amplificazione delle azioni dovute ai carichi accidentali, e dei coefficienti sulle caratteristiche del materiale (terreno). Nel caso specifico, per terreni granulari non coesivi, si riduce l'angolo di attrito interno secondo la seguente relazione:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25 \quad \begin{array}{l} \Phi=30^\circ \rightarrow \Phi_d=24.6^\circ \\ \Phi=35^\circ \rightarrow \Phi_d=29.2^\circ \end{array}$$

4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La capacità portante del terreno interessato dalla soletta di fondazione 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:

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

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

$$N_q = 10.43 (\Phi_d=24.7^\circ)$$

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

Si riporta, di seguito, il calcolo della capacità portante dei diversi muri di sostegno oggetto della presente relazione.

Muro tipo 1a

H150100 – relazione tecnica e di calcolo

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

Larghezza della fondazione: $B = 2.40\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.13$

$d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:

$$q_{ult} = 456 + 213 = 669 \text{ kPa}$$

Muro tipo 1b

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

Larghezza della fondazione: $B = 2.00\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.15$

$d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:

$$q_{ult} = 380 + 217 = 597 \text{ kPa}$$

Canna di attraversamento

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

Larghezza della fondazione: $B = 3.00\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.10$

$d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:

$$q_{ult} = 570 + 208 = 778 \text{ kPa}$$

Sezione alveo per "canale San Vito"

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

Larghezza della fondazione: $B = 3.00\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 2.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.20$

$d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:

$$q_{ult} = 570 + 455 = 1025 \text{ kPa}$$

Muro tipo 2

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

Larghezza della fondazione: $B = 1.50\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.20$

$d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:

$$q_{ult} = 285 + 227 = 512 \text{ kPa}$$

Muro tipo 3

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

Larghezza della fondazione: $B = 2.40\text{m}$

Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.00$

$s_\gamma = 1.00$

Fattori di profondità: $d_q = 1.13$
 $d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:
 $q_{ult} = 456 + 213 = 669 \text{ kPa}$

5. DATI DI CALCOLO

Le opere da eseguirsi sono raggruppate in 3 interventi, interessanti zone ben distinte lungo le varie strade oggetto di lavoro.

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo delle strutture di contenimento, raggruppandole per intervento e per tipologia:

5.1. INTERVENTO N. 1

Opera di sostegno tipo 1a

Altezza del paramento	2.20	m
Spessore paramento verticale	0.60	m
Larghezza della soletta di fondazione.....	2.40	m
Spessore soletta di fondazione	0.60	m

Opera di sostegno tipo 1b

Altezza del paramento	1.50	m
Spessore paramento verticale	0.60	m
Larghezza della soletta di fondazione.....	2.00	m
Spessore soletta di fondazione	0.60	m

Canna di attraversamento in c.a.

Altezza utile interna.....	1.00	m
Larghezza utile interna.....	2.50	m
Spessore pareti laterali	0.25	m
Spessore soletta di fondazione	0.25	m
Spessore soletta superiore	0.25	m

Sezione in c.a. del canale

Altezza del paramento	2.20	m
Spessore paramento verticale	0.25	m
Larghezza interna della sezione	2.50	m
Spessore soletta di fondazione	0.25	m

5.2. INTERVENTO N. 2

Altezza del paramento verticale.....	1.20	m
Spessore paramento verticale	0.25	m
Larghezza utile della soletta di fondo.....	2.50	m
Spessore soletta di fondazione	0.25	m

5.3. INTERVENTO N. 3

Altezza del paramento	2.20	m
Spessore paramento verticale	0.60	m
Larghezza della soletta di fondazione.....	2.40	m
Spessore soletta di fondazione	0.60	m

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CARICHI PERMANENTI

Il peso del terreno adottato per i calcoli è quello definito nel precedente cap. 4; si assume perciò:

$$\gamma_{\text{rilevato}} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

6.2. CARICHI MOBILI

L'azione dovuta ai carichi mobili è assimilata ad un sovraccarico uniformemente distribuito di 20 kN/m^2 .

6.3. 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:

$$\sigma = h \cdot \gamma \cdot K$$

con K coefficiente di spinta attiva/a riposo per i vari strati di terreno considerati.

L'incremento di spinta dovuto a carichi accidentali "q" agenti 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/a riposo per i vari strati di terreno considerati.

6.3.1. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

Gli interventi sono eseguiti in diversi comuni interessati dal progetto generale del nuovo asse viario.

Ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., le aree d'intervento sono classificate come zona sismica 2, avente 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_i , considerato il tipo di opere, un valore pari a 1.3.

6.3.2. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte della struttura di sostegno (flessibile) viene calcolata 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.

7. INTERVENTO N. 1

Si analizzano nel seguito le tipologie di opere necessarie per realizzare il tratto iniziale della variante alla S.C. Basagliapenta-Nespolo; le opere in oggetto sono così suddivise:

- muro tipo 1a: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.60m e larghezza di 2.40m; la parete verticale ha spessore costante pari a 0.60m. L'altezza di calcolo di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccatto fondazionale, è di 2.20m circa.
- muro tipo 1b: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.60m e larghezza di 2.00m; la parete verticale ha larghezza costante pari a 0.60m. L'altezza massima di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccatto fondazionale è di 1.50m.
- canna in c.a.: ha sezione scatolare, con dimensioni interne di 2.50x1.00m, e spessore uniforme delle pareti e solette orizzontali, tutti pari a 0.25m.
- sezione alveo: la sezione dell'alveo è in c.a., ha forma rettangolare, con larghezza utile interna di 2.50m; le pareti laterali raggiungono un'altezza massima di calcolo di 2.20m, e lo spessore della struttura è costante pari a 0.25m.

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 a monte
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile
- c.c.4 : azione sismica

Le combinazioni delle condizioni di carico sono le seguenti:

Caso di carico B

- SLE1 c.c.1 + c.c.2 + c.c.3
- SLU1 1.0 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
- SLU1 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+1.3 c.c.3
- SIS1 1.3 c.c.1 + 1.3 c.c.2 + 1.3 c.c. 4

le caratteristiche geotecniche del terreno vengono ridotte nel modo seguente:

$$\tan(\Phi_{dR}) = \tan(\Phi)/1.25 = \tan(30)/1.25 = 0.462 \quad [\Phi_d=24^\circ.6]$$

$$\tan(\Phi_{dT}) = \tan(\Phi)/1.25 = \tan(35)/1.25 = 0.560 \quad [\Phi_d=29^\circ.3]$$

7.1. OPERA DI SOSTEGNO TIPO 1A

L'opera in oggetto è un muro di sostegno avente soletta di fondazione di spessore costante pari a 0.60m, larghezza complessiva di 2.40m, e paramento verticale di altezza variabile: si assume un'altezza di calcolo di 2.20m; lo spessore è costante, pari a 0.60m.

Si riportano di seguito le verifiche del manufatto

7.1.1. Verifica di resistenza muro tipo 1a

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si seguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale).

7.1.1.1. Verifica paramento verticale

Si verifica la sezione d'incastro del muro verticale, considerando una fascia di larghezza unitario ($b=1.00m$) e spessore 0.60m; si dispone un'armatura resistente di $5\Phi 12$ sulla faccia a valle, e $5\Phi 16$ a monte.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

$$M_{SD} = 26 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cis} = -0.9 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 51 \text{ N/mm}^2$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$M_{SD} = 39 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 198 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD} = 42 \text{ kN/m} \quad V_{RD1} = 195 \text{ kN/m}$$

- condizioni sismiche

$$M_{SD} = 40 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -1.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 80 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 42 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 195 \text{ kN/m}$$

7.1.1.2. Verifica soletta di fondazione

La struttura di fondazione è interessata dalle sollecitazioni indotte dalle sottopressioni del terreno e dal peso proprio della struttura, nonché dal peso del terreno di riempimento a monte

La sezione presenta una larghezza di 1.00m, spessore di 0.60m e risulta armata con 5Φ16 superiori e 5Φ16 inferiori.

condizioni d'esercizio:	$M_{SD} = 12 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -0.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2$
condizioni allo S.L.U.:	$M_{SD} = 23 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 198 \text{ kNm/m}$	
	$V_{SD} = 47 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 195 \text{ kNm/m}$	
condizioni sismiche:	$M_{SD} = 25 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -0.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 49 \text{ N/mm}^2$
	$V_{SD} = 45 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 195 \text{ kNm/m}$	

7.1.2. Verifica a stabilità muro tipo 1a

Si riportano di seguito le verifiche a stabilità del manufatto nelle due combinazioni di carico alle quali la struttura è soggetta (C1 e C2).

Combinazione di carico C1

Momento stabilizzante: -163 kNm/m

Momento sollecitante: +44 kNm/m

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale): -0.26m

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a 87 kPa.

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 53 - 28 = 28 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\delta_d) = 38 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$$

La spinta passiva è stata computata considerandone un'aliquota del 50%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la nota formula di Coulomb.

Combinazione di carico C2

Momento stabilizzante: -163 kNm/m

Momento sollecitante: +58 kNm/m

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale): -0.39m

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a 107 kPa.

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 73 - 27 \text{ kN} = 46 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\delta_d) = 50 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$$

La spinta passiva è stata computata considerandone un'aliquota del 100%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la formula di Mononobe-Okabe prevista dalla normativa sismica di riferimento.

7.2. OPERA DI SOSTEGNO TIPO 1B

L'opera in oggetto è un muro di sostegno avente soletta di fondazione di spessore costante pari a 0.60m, larghezza complessiva di 2.00m, e paramento verticale di altezza variabile, comunque non superiore a 1.50m circa; lo spessore è costante e pari a 0.60m. Si riportano di seguito le verifiche del manufatto

7.2.1. Verifica di resistenza muro tipo 1b

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si seguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale).

7.2.1.1. Verifica paramento verticale

Si verifica la sezione d'incastro del muro verticale, considerando una fascia di larghezza unitario ($b=1.00m$) e spessore $0.6m$; si dispone un'armatura resistente di $5\Phi 12$ sulla faccia a valle, e $5\Phi 16$ a monte.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

$$M_{SD} = 11 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -0.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 22 \text{ N/mm}^2$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$M_{SD} = 16 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 198 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD} = 24 \text{ kN/m} \quad V_{RD1} = 195 \text{ kN/m}$$

- condizioni sismiche

$$M_{SD} = 15 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -0.5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 30 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 23 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 195 \text{ kN/m}$$

7.2.1.2. Verifica soletta di fondazione

La struttura di fondazione è interessata dalle sollecitazioni indotte dalle sottopressioni del terreno e dal peso proprio della struttura, nonché dal peso del terreno di riempimento a monte

La sezione presenta una larghezza di $1.00m$, spessore di $0.60m$ e risulta armata con $5\Phi 16$ superiori ed inferiori.

condizioni d'esercizio:	$M_{SD} = 6 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -0.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 12 \text{ N/mm}^2$
condizioni allo S.L.U.:	$M_{SD} = 10 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 198 \text{ kNm/m}$	
	$V_{SD} = 30 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 195 \text{ kN/m}$	
condizioni sismiche:	$M_{SD} = 10 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -0.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 20 \text{ N/mm}^2$
	$V_{SD} = 28 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 195 \text{ kN/m}$		

7.2.2. Verifica a stabilità muro tipo 1b

Si riportano di seguito le verifiche a stabilità del manufatto nelle due combinazioni di carico alle quali la struttura è soggetta (C1 e C2).

Combinazione di carico C1

Momento stabilizzante: -87 kNm/m

Momento sollecitante: $+23 \text{ kNm/m}$

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale): $-0.20m$

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a 64 kPa .

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 35 - 15 = 20 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\delta_d) = 28 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$$

La spinta passiva è stata computata considerandone un'aliquota del 50%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la nota formula di Coulomb.

Combinazione di carico C2

Momento stabilizzante: -87 kNm/m

Momento sollecitante: $+16 \text{ kNm/m}$

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale): $-0.13m$

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a 57 kPa.

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 33 - 14 \text{ kN/m} = 19 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\delta_d) = 29 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$$

La spinta passiva è stata computata considerandone un'aliquota del 100%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la formula di Mononobe-Okabe prevista dalla normativa sismica di riferimento.

7.3. CANNA DI ATTRAVERSAMENTO IN C.A.

L'opera in oggetto è una struttura scatolare delle dimensioni interne di 2.50x1.00m, avente solette e pareti di spessore costante pari a 0.25m.

L'opera è soggetta al peso proprio del ricoprimento del terreno ($H_{max}=1.80\text{m}$, $H_{min}=1.00\text{m}$), dal sovraccarico stradale e, dove presente, dal peso proprio della parete verticale in c.a. costituente muro di sostegno per la strada.

I carichi agenti considerati nelle successive fasi di calcolo sono i seguenti:

c.c.1 : pesi permanenti g_1

c.c.2a : carico sulla soletta dovuto alla parete in c.a.; è assunto pari a :

$$g_2 = 15 \text{ kN/m}^2 \quad \text{nella zona iniziale a monte}$$

$$g_2 = 0.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{nella zona finale a valle}$$

c.c.2b : spinta del terreno laterale e di ricoprimento; il sovraccarico verticale sulla soletta è pari a:

$$g_3 = 19 \text{ kN/m}^2 \quad \text{nella zona iniziale a monte}$$

$$g_3 = 34.2 \text{ kN/m}^2 \quad \text{nella zona finale a valle}$$

c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile, ragguagliato ad un sovraccarico pari a 20 kN/m²;

c.c.4 : azione sismica

7.3.1. Verifica di resistenza

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si eseguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro), della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale ed in campata), e della soletta superiore (all'incastro con la parete verticale ed in campata).

7.3.1.1. Verifica soletta di fondazione

Si verifica la sezione d'incastro col muro verticale e la sezione in campata, considerando una fascia di larghezza unitario ($b=1.00\text{m}$) e spessore 0.25m; si dispone un'armatura resistente di 5 Φ 16 sul lembo superiore ed inferiore.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

Sez. incastro:	$M_{SD} = 29.3 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 166 \text{ N/mm}^2$
----------------	-------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------

Sez. campata:	$M_{SD} = -29.3 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 166 \text{ N/mm}^2$
---------------	--------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------

- condizioni allo stato limite ultimo

Sez. incastro:	$M_{SD} = 44 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 70 \text{ kNm/m}$
----------------	-----------------------------	-----------------------------

	$V_{SD} = 132 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$
--	-----------------------------	------------------------------

Si dispongono dei ferri piegati Φ 12/40cm, con passo s di 0.20m; il taglio resistente con armatura metallica risulta quindi:

$$V_{RD2} = 266 \text{ kN/m} > V_{SD}$$

Sez. campata:	$M_{SD} = -44 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = -70 \text{ kNm/m}$
---------------	------------------------------	------------------------------

	$V_{SD} = / \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$
--	---------------------------	------------------------------

- condizioni sismiche

Sez. incastro: $M_{SD} = 41 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -7.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 232 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 100 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

Sez. campata: $M_{SD} = -32 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 181 \text{ N/mm}^2$

7.3.1.2. Verifica soletta superiore

La sezione presenta una larghezza di 1.00m, spessore di 0.25m e risulta armata con 5 Φ 16 superiori ed inferiori.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

Sez. incastro: $M_{SD} = -26.7 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -4.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 151 \text{ N/mm}^2$
Sez. campata: $M_{SD} = 28.0 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -4.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 159 \text{ N/mm}^2$

- condizioni allo stato limite ultimo

Sez. incastro: $M_{SD} = -40 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -70 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 124 \text{ kN/m}$ $V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$
Si dispongono dei ferri piegati Φ 12/40cm, con passo s di 0.20m; il taglio resistente con armatura metallica risulta quindi:
 $V_{RD2} = 266 \text{ kN/m} > V_{SD}$

Sez. campata: $M_{SD} = 42 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 70 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = / \text{ kN/m}$ $V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

- condizioni sismiche

Sez. incastro: $M_{SD} = -36 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -6.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 204 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 90 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

Sez. campata: $M_{SD} = 30 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 170 \text{ N/mm}^2$

7.3.1.3. Verifica pareti laterali

La sezione presenta una larghezza di 1.00m, spessore di 0.25m e risulta armata con 5 Φ 16 interni ed esterni.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

Sez. al piede: $M_{SD} = -28.7 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -4.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 163 \text{ N/mm}^2$

- condizioni allo stato limite ultimo

Sez. al piede: $M_{SD} = -43 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -70 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 40 \text{ kN/m}$ $< V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

- condizioni sismiche

Sez. al piede: $M_{SD} = -40 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -6.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 227 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 60 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

7.3.2. Verifica a stabilit  canna di attraversamento

Le verifiche nei confronti dello scorrimento orizzontale e del ribaltamento sono automaticamente soddisfatte in virt  della geometria della struttura; si considera quindi la sola verifica della capacit  portante. Dall'analisi strutturale risulta una pressione massima al suolo pari a 130 kPa, rilevata nella condizione di carico allo stato limite ultimo (caso B), ed   perci  inferiore alla capacit  portante del terreno determinata al cap. 4, pari a 778 kPa.

7.4. SEZIONE IN C.A. DEL CANALE

L'opera in oggetto   una struttura scatolare aperta, delle dimensioni interne di 2.50x2.20m, avente soletta di fondazione e pareti verticali di spessore costante pari a 0.25m, e va a costituire la sezione d'alveo per il "canale San Vito".

L'opera   soggetta alla spinta del terreno laterale ed alla spinta dovuta al sovraccarico stradale; i carichi agenti considerati nelle successive fasi di calcolo sono quelli riportati all'inizio del presente capitolo.

7.4.1. Verifica di resistenza

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si eseguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale ed in campata).

7.4.1.1. Verifica soletta di fondazione

Si verifica la sezione d'incastro col muro verticale e la sezione in campata, considerando una fascia di larghezza unitaria ($b=1.00\text{m}$) e spessore 0.25m ; si dispone un'armatura resistente di $5\Phi 16$ correnti sul lembo inferiore, integrata nel nodo d'incastro da ferri $\Phi 12/40$, e $5\Phi 12$ al lembo superiore.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

Sez. incastro:	$M_{SD} = 47.3 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -7.5 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 211 \text{ N/mm}^2$
Sez. campata:	$M_{SD} = 31.3 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 176 \text{ N/mm}^2$

- condizioni allo stato limite ultimo

Sez. incastro:	$M_{SD} = 71 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 87 \text{ kNm/m}$
	$V_{SD} = 26 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

Sez. campata:	$M_{SD} = 47 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 70 \text{ kNm/m}$
	$V_{SD} = 26 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

- condizioni sismiche

Sez. incastro:	$M_{SD} = 34 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 153 \text{ N/mm}^2$
	$V_{SD} = 24 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$		

Sez. campata:	$M_{SD} = 12 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 67 \text{ N/mm}^2$
---------------	-----------------------------	--------------------------------------	--------------------------------

7.4.1.2. Verifica pareti laterali

La sezione presenta una larghezza di 1.00m , spessore di 0.25m e risulta armata con $5\Phi 16$ al lembo esterno, integrati al piede da ferri $\Phi 12/40$, e $5\Phi 12$ correnti al lembo interno.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

Sez. al piede:	$M_{SD} = -47.3 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -7.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$
----------------	--------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------

- condizioni allo stato limite ultimo

Sez. al piede:	$M_{SD} = -71 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = -87 \text{ kNm/m}$
	$V_{SD} = 74 \text{ kN/m}$	$< V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$

- condizioni sismiche

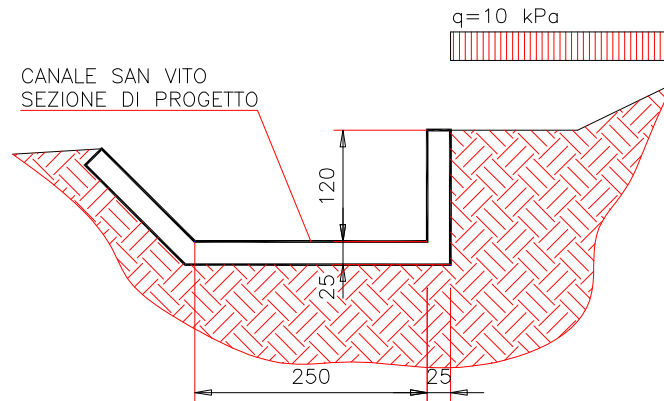
Sez. al piede:	$M_{SD} = -34 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 152 \text{ N/mm}^2$
	$V_{SD} = 42 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 103 \text{ kN/m}$		

7.4.2. Verifica a stabilità sezione alveo

Le verifiche nei confronti dello scorrimento orizzontale e del ribaltamento sono automaticamente soddisfatte in virtù della geometria della struttura; si considera quindi la sola verifica della capacità portante. Dall'analisi strutturale risulta una pressione massima al suolo pari a 60 kPa , rilevata nella condizione di carico allo stato limite ultimo (caso C), ed è perciò inferiore alla capacità portante del terreno determinata al cap. 4, pari a 1025 kPa .

8. INTERVENTO N. 2

Si analizza nel seguito il muro di sostegno necessario per la realizzazione della sponda destra di un tratto del canale "San Vito"; lo sviluppo longitudinale dell'opera è di 72.70m circa, ed il paramento verticale presenta un'altezza massima di 1.20m, con uno spessore costante di 0.25m. La soletta di fondazione ha larghezza di 2.50m, spessore di 0.25m e va a costituire il fondo della sezione del canale stesso. Si riporta nella figura seguente la sezione tipo del manufatto.



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 a monte
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile
- c.c.4 : azione sismica

Le combinazioni delle condizioni di carico sono le seguenti:

Caso di carico B

- SLE1 c.c.1 + c.c.2 + c.c.3
- SLU1 1.0 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
- SLU1 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 + 1.0 c.c. 4

Caso di carico C

- SLU1 c.c.1 + c.c.2+1.3 c.c.3
- SIS1 1.3 c.c.1 + 1.3 c.c.2 + 1.0 c.c. 4

le caratteristiche geotecniche del terreno vengono ridotte nel modo seguente:

$$\tan(\Phi_{dR}) = \tan(\Phi)/1.25 = \tan(30)/1.25 = 0.462 \quad [\Phi_d=24^\circ.6]$$

$$\tan(\Phi_{dT}) = \tan(\Phi)/1.25 = \tan(35)/1.25 = 0.560 \quad [\Phi_d=29^\circ.3]$$

8.1. VERIFICA DI RESISTENZA MURO

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si seguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale).

8.1.1. Verifica paramento verticale

Si verifica la sezione d'incastro del muro verticale, considerando una fascia di larghezza unitario ($b=1.00m$) e spessore 0.25m; si dispone un'armatura resistente di $5\Phi 10$ sulla faccia a valle, e $5\Phi 10$ a monte.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

$$M_{SD} = 5 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -1.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 69 \text{ N/mm}^2$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$M_{SD} = 8 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 30 \text{ kNm/m}$$

H150100 – relazione tecnica e di calcolo

$$V_{SD}= 9 \text{ kN/m} \quad V_{RD1}= 90 \text{ kN/m}$$

- condizioni sismiche

$$M_{SD}= 5 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -1.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 69 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}= 10 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 90 \text{ kN/m}$$

8.1.2. Verifica soletta di fondazione

La struttura di fondazione è interessata dalle sollecitazioni indotte dalle sottopressioni del terreno e dal peso proprio della struttura, nonché dal peso dell'acqua contenuta nella sezione (tirante massimo ipotizzato 1.0m). La sezione di incastro presenta una larghezza di 1.00m, spessore di 0.25m e risulta armata con 5Φ12 superiori e 5Φ12 inferiori.

condizioni d'esercizio:	$M_{SD}= 17 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 165 \text{ N/mm}^2$
condizioni allo S.L.U.:	$M_{SD}= 26 \text{ kNm/m}$	$M_{RD}= 43 \text{ kNm/m}$	
	$V_{SD}= 25 \text{ kN/m}$	$V_{RD1}= 93 \text{ kNm/m}$	
condizioni sismiche:	$M_{SD}= 20 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 195 \text{ N/mm}^2$
	$V_{SD}= 13 \text{ kN/m}$	$V_{RD1}= 93 \text{ kNm/m}$	

8.2. VERIFICA A STABILITÀ MURO

La verifica a stabilità nei confronti dello scorrimento è automaticamente soddisfatta in virtù della geometria della sezione, che chiama in gioco la spinta a riposo/passiva della porzione di terreno opposta a quella rispetto la quale si considera la spinta; la verifica a ribaltamento è anch'essa soddisfatta in virtù del medesimo meccanismo resistente.

La pressione sul terreno massima che si rileva nelle varie combinazioni di carico è pari a 39 kPa, ampiamente inferiore alla capacità portante della sezione (pari a 512 kPa).

9. INTERVENTO N. 3

L'intervento in oggetto è relativa alla costruzione di un muro di sostegno, da realizzarsi in due parti separate, la prima con sviluppo longitudinale di 137.0m e la seconda di 38.70m, lateralmente alla S.P. n. 10, in corrispondenza della sponda sinistra del canale "Martignacco".

Le caratteristiche geometriche (altezza e spessore della parete verticale, larghezza e spessore della soletta di fondazione) sono analoghe a quelle del muro descritto al cap. 7, definito con la sigla "1a"; le caratteristiche di carico (altezza del terrapieno a monte, sovraccarichi accidentali, spinte sismiche) sono anch'esse analoghe a quelle dell'opera trattata precedentemente. Considerato quindi che le due strutture sono pressoché uguali, si rimanda al capitolo precedente (p.to 7.1) per le verifiche di stabilità e resistenza del manufatto.

10. ELABORATI DI CALCOLO

Gli elaborati delle analisi eseguite con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si allegano i dati delle analisi eseguite per il calcolo dei due scatolari appartenenti all'intervento 1: si riportano i dati di input del modello strutturale, ed i tabulati di output, in termini di spostamenti, sollecitazioni e reazioni vincolari alla base.