



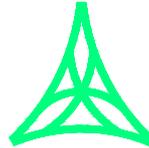
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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

Ponticelli tipo - L=3.50 - 8.00 m
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

08.01 . 00

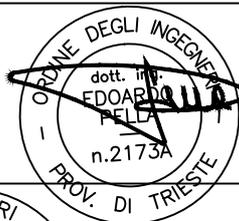
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

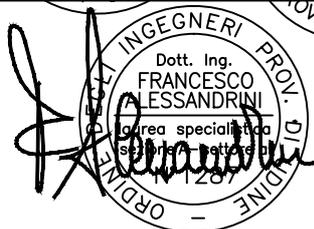
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



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:
 1207H0801000.doc
 1207H0801000.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	9
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.....	10
7.	ANALISI PONTICELLO TIPO 1	12
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO	12
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	12
7.2.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	13
7.2.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	13
7.2.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO	15
8.	ANALISI PONTICELLO TIPO 2.....	16
8.1.	CONDIZIONI DI CARICO	16
8.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	16
8.2.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	17
8.2.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	17
8.2.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO	18
9.	ANALISI PONTICELLO TIPO 3.....	19
9.1.	CONDIZIONI DI CARICO	19
9.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	19
9.2.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	20
9.2.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	20
9.2.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO	21
10.	ELABORATI DI CALCOLO.....	22

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi dei principali elementi strutturali previsti per la realizzazione dei ponticelli ad uso agricolo, 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.

Le opere in oggetto, di lunghezza variabile da 2.80m a 9.00m circa, sono previste per permettere l'attraversamento di cunette/fossi/canali ad uso agricolo, allo scopo di garantire l'accesso ai fondi ed alle strade interpoderali esistenti.

Si considerano nel presente elaborato tre tipologie di manufatto, di seguito brevemente descritte:

- tipologia 1: presenta una luce di calcolo della soletta d'impalcato pari a 3.80m, con luce netta interna di 3.50m, e spessore degli elementi strutturali (solette e pareti) pari a 0.30m;
- tipologia 2: presenta una luce di calcolo della soletta d'impalcato pari a 2.80m, con luce netta interna di 2.50m, e spessore degli elementi strutturali (solette e pareti) pari a 0.25m;
- tipologia 3: presenta una luce di calcolo della soletta d'impalcato pari a 8.50m, con luce netta interna di 8.00m, e spessore degli elementi strutturali (solette e pareti) pari a 0.50m;

Le strutture d'impalcato sono assimilate a **ponti di seconda categoria**.

Nei primi due casi le strutture hanno sezione scatolare, con altezza delle pareti pari a 1.50m ed 1.00m (altezza netta interna, rispettivamente per la prima e la seconda tipologia di opere); si assume una larghezza della struttura di 5.60m, di cui 5.00 carrabili. Lo spessore degli elementi strutturali (soletta di fondazione, pareti, impalcato) è pari a 0.30m per le opere con luce di 3.50m, ed a 0.25m per quelli di luce pari a 2.50m.

Nel terzo caso la struttura ha schema statico di portale, con altezza netta delle pareti pari a 2.30m; la larghezza dell'impalcato è di 5.00m, di cui 5.00 carrabili. Lo spessore del nastro di fondazione, delle pareti verticali e della soletta d'impalcato è di 0.50m.

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>

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.
- 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 ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=15.5 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.14 \text{ N/mm}^2$$

- 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.):

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

con tensioni di progetto pari a:

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

$$f_{cd}=15.5 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.14 \text{ N/mm}^2$$

- 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**.

Acciaio da c.a.:

Per le armature 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 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 variabile, da 0.5 a 1.5m circa, ed essenzialmente di natura limosa.

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.

La falda acquifera non è stata intercettata dai vari sondaggi che sono stati eseguiti lungo l'asse viario di progetto, e che si sono spinti fino ad una profondità variabile dai 10 ai 25m..

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 dello stato di fatto, 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

4.1. 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:

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

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

$$N_q = 10.43 (\Phi_d=24.6^\circ)$$

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

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, considerando la fondazione alla stregua di una platea, avente dimensione maggiore pari a 5.60m e minore di 4.00/3.20m, con piano di posa posto a -1.0m dal piano campagna superiore (valore minimo).

Manufatto tipo 1

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

Lunghezza della fondazione: $L = 5.60\text{m}$
Larghezza della fondazione: $B = 4.00\text{m}$
Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$
Fattori di forma: $s_q = 1.40$
 $s_\gamma = 0.71$
Fattori di profondità: $d_q = 1.30$
 $d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:
 $q_{ult} = 545 + 1379 = 1924 \text{ kPa}$

Manufatto tipo 2

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

Lunghezza della fondazione: $L = 5.60\text{m}$
Larghezza della fondazione: $B = 3.20\text{m}$
Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$
Fattori di forma: $s_q = 1.32$
 $s_\gamma = 0.77$
Fattori di profondità: $d_q = 1.09$
 $d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:
 $q_{ult} = 272 + 470 = 742 \text{ kPa}$

Manufatto tipo 3

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

Lunghezza della fondazione: $L = 5.60\text{m}$
Larghezza della fondazione: $B = 2.00\text{m}$
Profondità del piano fondazionale: $D = 1.00\text{m}$
Fattori di forma: $s_q = 1.33$
 $s_\gamma = 0.77$
Fattori di profondità: $d_q = 1.09$
 $d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:
 $q_{ult} = 327 + 260 = 587 \text{ kPa}$

5. DATI DI CALCOLO

I ponticelli in oggetto hanno larghezza minima interna variabile da 2.50m a 8.00m; si sviluppano per 5.60m in direzione longitudinale.

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

Manufatto tipo 1

Lunghezza netta interna	3.50 m
Altezza interna	1.50 m
Sviluppo trasversale	5.60 m
Spessore soletta di fondazione	0.30 m
Spessore pareti verticali	0.30 m
Spessore soletta superiore	0.30 m

Manufatto tipo 2

Lunghezza netta interna	2.50 m
Altezza interna	1.00 m
Sviluppo trasversale	5.60 m
Spessore soletta di fondazione	0.25 m
Spessore pareti verticali	0.25 m
Spessore soletta superiore	0.25 m

Manufatto tipo 3

Lunghezza netta interna	8.00 m
Altezza interna	2.30 m
Sviluppo trasversale	5.60 m
Spessore nastro di fondazione	0.50 m
Spessore pareti verticali	0.50 m
Spessore soletta superiore	0.50 m

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CARICHI VERTICALI

6.1.1. 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.

6.1.2. Peso terreno di ricoprimento

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

L'altezza di ricoprimento medio di calcolo per le sezioni in oggetto è assunta pari a 0.20m, a cui corrisponde un carico verticale di 3.6 kN/m².

6.2. DISTORSIONI

6.2.1. Variazioni termiche

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

6.3. CARICHI MOBILI

6.3.1. Carichi mobili statici

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

$$\begin{aligned}q_{1a} &= 450 \text{ kN (cfr. schema di Normativa)} \\q_{1b} &= 22.5 \text{ kN/m} \\q_{1e} &= 3.0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

6.3.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

Il coefficiente amplificativo è determinato con la seguente relazione:

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

Nel caso in esame, essendo $L_{\max}=8.5\text{m}$, minore di 10m, il valore di Φ è costante per tutte le tipologie di ponticello, ed è pari a 1.4.

I carichi risultanti sono:

$$\phi (L=8.00\text{m}) = 1.4$$

$$\begin{aligned}q_{2a} (L=8.00 \text{ m}) &= 0.4 \cdot 450 = 180.0 \text{ kN} \\q_{2b} (L=8.00 \text{ m}) &= 0.4 \cdot 22.5 = 9.00 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

6.3.3. Carichi mobili complessivi

$$\begin{aligned}q_{ma} (L=8.00 \text{ m}) &= q_{1a} + q_{2a} = 630.0 \text{ kN} \\q_{mb} (L=8.00 \text{ m}) &= q_{1b} + q_{2b} = 31.5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

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, l'impronta di carico si ripartisce su una larghezza di 0.80m, per cui il carico concentrato che si può assumere nello schema strutturale è pari a:

$$Q_{1a} = 75 \cdot 0.8 = 60 \text{ kN/m}$$

6.3.4. 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 rinfiacco.

6.3.5. Azione centrifuga

Non si considera l'azione centrifuga.

6.3.6. Azione del vento

Non si considera l'azione del vento.

6.3.7. 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.

6.3.8. 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:

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

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

6.3.9. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

Le opere in oggetto saranno realizzate in zone classificate, ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., 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_I un valore pari a 1.0.

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.

6.3.10. Incremento sismico delle spinte del terreno

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

$$E_{d1} = \frac{1}{2} \gamma K H^2$$
$$E_{d2} = \pm \frac{1}{2} \gamma K k_v H^2$$
$$E_{d3} = E_{ws}$$

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:

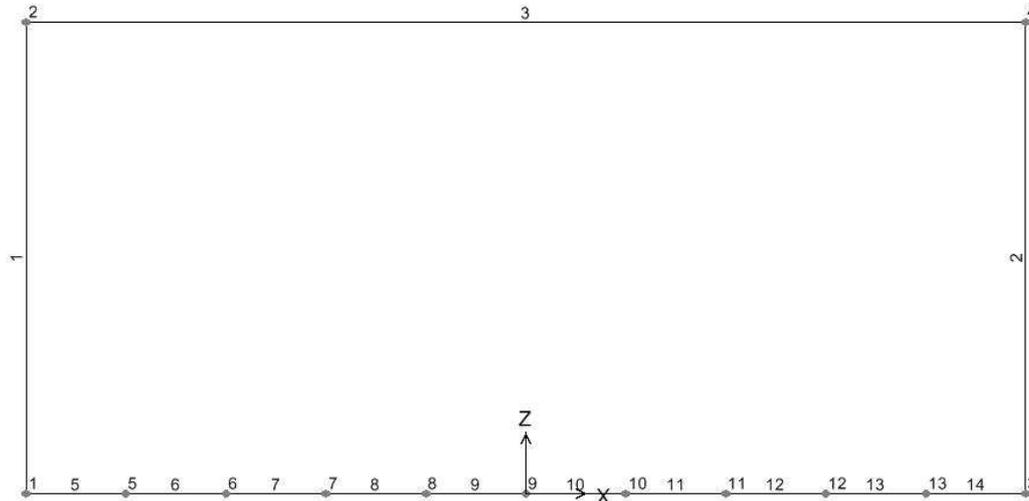
$$\Delta P_d = a_g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 / g$$

7. ANALISI PONTICELLO TIPO 1

Per l'analisi delle sollecitazioni nella struttura scatolare costituente lo scatolare si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SAP2000; la schema strutturale adottato è quello di telaio piano, avente larghezza unitaria, con dimensioni coincidenti con gli assi degli elementi strutturali.

L'interazione terreno-struttura, a livello di fondazione, è stata introdotta assumendo l'ipotesi del terreno alla Winkler, con costante elastica $K_w=50000$ kN/mc; la spinta laterale è quella a riposo del terreno di riempimento.

Si riporta nel seguito lo schema strutturale del modello numerico agli elementi finiti.



Numerazione elementi e nodi del modello numerico

7.1. CONDIZIONI DI CARICO

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

- c.c.1 : pesi permanenti g_1 e g_2
- c.c.2 : spinta del terreno di rinfianco
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile $q_{1a} + q_{2a}$
- 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 concentrato pari a 84 kN/m ($q_{1a} + q_{2a}$); l'effetto del passaggio dei carichi mobili sul terreno laterale di rinfianco si traduce in un sovraccarico per il terreno stesso, che viene assunto pari a 20 kN/m².

7.1.1. 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
- SLU2 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
- SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 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 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 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.

7.2. VERIFICHE STRUTTURALI

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

7.2.1. 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= 1.00m H=0.30m $A_{s,inf}=5\Phi16$ $A_{s,sup}=5\Phi16+2\Phi14$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=62 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-6.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=213 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=93 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}=113 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=203 \text{ kN/m} > V_{RD1}=115 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi14/20$), disposte con passo $s=250\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU}=1167 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}=171 \text{ kN}$

$V_{wd}=173 \text{ kN}$

$V_{Rd2}=344 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=35 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-3.6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=121 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=25 \text{ kN/m} < V_{RD1}=115 \text{ kN/m}$

Sezione di mezzeria soletta di fondazione (S2)

B= 1.00m H=0.30m $A_{s,inf}=5\Phi16$ $A_{s,sup}=5\Phi16+5\Phi14$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=-70 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-6.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=180 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=-104 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}=-145 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=20 \text{ kN/m} < V_{RD1}=115 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=-22 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-2.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=57 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=23 \text{ kN/m} < V_{RD1}=115 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro parete verticale (S3)

B= 1.00m H=0.30m $A_{s,est}=5\Phi16+5\Phi8$ $A_{s,int}=5\Phi8$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=62 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-6.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=222 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=93 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}=108 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}=31 \text{ kN/m} < V_{RD1}=115 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=35 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}=-3.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=125 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}=52 \text{ kN/m} > V_{RD1}=115 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro soletta superiore (S4)

B= 1.00m H=0.30m $A_{s,inf}=5\Phi16$ $A_{s,sup}=5\Phi16+2\Phi14$

Verifiche in esercizio

$M_{SD} = -57 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 197 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -86 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -113 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 220 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 115 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi14/20$), disposte con passo $s=250\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 1167 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 171 \text{ kN}$

$V_{wd} = 173 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 344 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -28 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 97 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 31 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 115 \text{ kN/m}$

Sezione di mezzeria soletta superiore (S5)

B= 1.00m H=0.30m $A_{s,inf}=5\Phi16+5\Phi14$ $A_{s,sup}=5\Phi16$

Verifiche in esercizio

$M_{SD} = 77 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -7.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 199 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 115 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 148 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 64 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 115 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 14 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 37 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = / \text{ kN/m}$

La verifica a fessurazione conduce ai seguenti risultati:

Sezione S1:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = -63 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.16 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$

c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = -25 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.06 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S2:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = 57 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.22 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$

c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = 24 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.09 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S3:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = 57 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.22 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$

c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = 24 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.09 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S4:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = -52 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.22 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$

c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = -19 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.07 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S5:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = 57 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.14 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$

c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = 24 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.05 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

7.2.2. Verifica azioni sul terreno

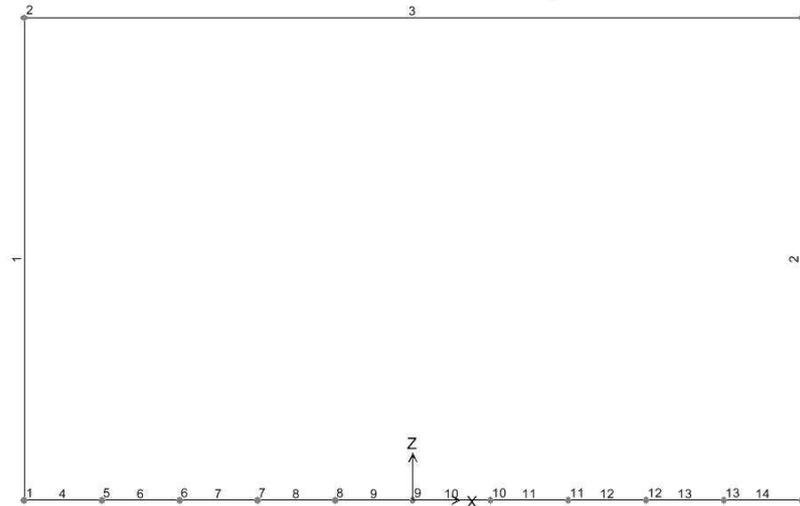
Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 145 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 56 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

8. ANALISI PONTICELLO TIPO 2

Per l'analisi delle sollecitazioni nella struttura costituente lo scatolare si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SAP2000; lo schema statico adottato è quello di telaio piano, avente larghezza unitaria, con dimensioni coincidenti con gli assi degli elementi strutturali.

L'interazione terreno-struttura, a livello di fondazione, è stata introdotta assumendo l'ipotesi del terreno alla Winkler, con costante elastico $K_w=50000$ kN/mc; la spinta laterale è quella a riposo del terreno di riempimento.

Si riporta nel seguito lo schema strutturale del modello numerico agli elementi finiti.



Numerazione elementi e nodi del modello numerico

8.1. CONDIZIONI DI CARICO

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

- c.c.1 : pesi permanenti g_1 e g_2
- c.c.2 : spinta del terreno di rinfianco
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile $q_{1a} + q_{2a}$
- 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 concentrato pari a 84 kN/m ($q_{1a} + q_{2a}$); l'effetto del passaggio dei carichi mobili sul terreno laterale di rinfianco si traduce in un sovraccarico per il terreno stesso, che viene assunto pari a 20 kN/m².

8.1.1. 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
- SLU2 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
- SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 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 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 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.

8.2. VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.2.1. 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= 1.00m H=0.25m $A_{s,inf}=5\Phi14+2\Phi12$ $A_{s,sup}=5\Phi14$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=47$ kNm/m $\sigma_{cls}=-7.1$ N/mm² $\sigma_s=252$ N/mm²

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=71$ kNm/m $M_{RD}=74$ kNm/m

$V_{SD}=191$ kN/m > $V_{RD1}=100$ kN/m

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi12/20$), disposte con passo $s=200$ mm.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU}=980$ kN

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}=144$ kN

$V_{wd}=121$ kN

$V_{Rd2}=243$ kN > V_{SD}

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=17$ kNm/m $\sigma_{cls}=-2.6$ N/mm² $\sigma_s=92$ N/mm²

$V_{SD}=15$ kN/m < $V_{RD1}=100$ kN/m

Sezione di mezzeria soletta di fondazione (S2)

B= 1.00m H=0.25m $A_{s,inf}=5\Phi14$ $A_{s,sup}=5\Phi14+5\Phi12$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=-48$ kNm/m $\sigma_{cls}=-6.5$ N/mm² $\sigma_s=195$ N/mm²

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=-74$ kNm/m $M_{RD}=-96$ kNm/m

$V_{SD}=22$ kN/m < $V_{RD1}=100$ kN/m

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=-12$ kNm/m $\sigma_{cls}=-1.6$ N/mm² $\sigma_s=48$ N/mm²

$V_{SD}=26$ kN/m < $V_{RD1}=100$ kN/m

Sezione di incastro parete verticale (S3)

B= 1.00m H=0.25m $A_{s,est}=5\Phi14+5\Phi8$ $A_{s,int}=5\Phi8$

Verifiche in esercizio

$M_{SD}=46$ kNm/m $\sigma_{cls}=-7.3$ N/mm² $\sigma_s=240$ N/mm²

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}=71$ kNm/m $M_{RD}=75$ kNm/m

$V_{SD}=38$ kN/m < $V_{RD1}=100$ kN/m

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}=17$ kNm/m $\sigma_{cls}=-2.6$ N/mm² $\sigma_s=89$ N/mm²

$V_{SD}=33$ kN/m > $V_{RD1}=100$ kN/m

Sezione di incastro soletta superiore (S4)

B= 1.00m H=0.25m $A_{s,inf}=5\Phi 14$ $A_{s,sup}=5\Phi 14$

Verifiche in esercizio

$M_{SD} = -23 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -3.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 159 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -30 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -59 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 84 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 100 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -14 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 97 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 21 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 100 \text{ kN/m}$

Sezione di mezzeria soletta superiore (S5)

B= 1.00m H=0.30m $A_{s,inf}=5\Phi 14+\Phi 16/40$ $A_{s,sup}=5\Phi 14$

Verifiche in esercizio

$M_{SD} = 46 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -6.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 196 \text{ N/mm}^2$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 68 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 91 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 64 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 115 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 8 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 35 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = / \text{ kN/m}$

La verifica a fessurazione conduce ai seguenti risultati:

Sezione S1:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = 35 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.27 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$
c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = 15 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.11 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S2:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = -37 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.19 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$
c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = -16 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.08 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S3:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = 35 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.26 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$
c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = 15 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.10 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S4:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = -17 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.19 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$
c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = -8 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.08 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

Sezione S5:

c.c. frequente ($\Psi=0.7$) $M_{SD} = 34 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.17 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$
c.c. quasi permanente ($\Psi=0.2$) $M_{SD} = 14 \text{ kNm/m}$ $\omega = 0.07 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

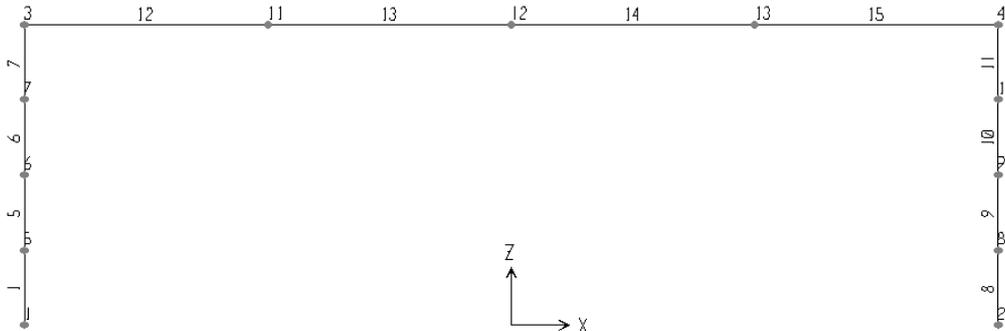
8.2.2. Verifica azioni sul terreno

Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 161 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 54 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

9. ANALISI PONTICELLO TIPO 3

Per l'analisi delle sollecitazioni nella struttura costituente il ponticello si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SAP2000; lo schema strutturale adottato è quello di telaio piano, avente larghezza di 5.60m, e dimensioni (larghezza, altezza) coincidenti con quelle degli assi degli elementi strutturali.

L'interazione terreno-struttura, a livello di fondazione, è stata introdotta assumendo l'ipotesi del terreno alla Winkler, con costante elastica $K_w=50000$ kN/mc; la spinta laterale è quella attiva del terreno di riempimento. Si riporta nel seguito lo schema strutturale del modello numerico agli elementi finiti.



Numerazione elementi e nodi del modello numerico

9.1. CONDIZIONI DI CARICO

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

- c.c.1 : pesi permanenti g_1 e g_2
- c.c.2 : spinta del terreno di rinfianco
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile $q_{1a} + q_{2a}$
- c.c.4 : azione sismica

Il carico/sovraccarico dovuto al passaggio dei carichi mobili è schematizzato nel modello numerico tramite carichi puntiformi di 210 kN di intensità. L'effetto del passaggio dei carichi mobili sul terreno laterale di rinfianco si traduce in un sovraccarico per il terreno stesso, che viene assunto pari a 20 kN/m².

9.1.1. 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
- SLU2 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
- SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 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 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 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.

Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=1320 \text{ kNm} \quad \sigma_{cls}=-7.1 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=222 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=1810 \text{ kNm} \quad M_{RD}=2300 \text{ kNm}$$
$$V_{SD}=200 \text{ kN} < V_{RD1}=1185 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=316 \text{ kNm} \quad \sigma_{cls}=-1.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=37 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=90 \text{ kN} < V_{RD1}=1185 \text{ kN/m}$$

La verifica a fessurazione conduce ai seguenti risultati:

Sezione S1:

$$\begin{array}{lll} \text{c.c. frequente } (\Psi=0.7) & M_{SD}= -63 \text{ kNm} & \omega = 0.05\text{mm} < 0.40\text{mm} \\ \text{c.c. quasi permanente } (\Psi=0.2) & M_{SD}= -44 \text{ kNm} & \omega = 0.03\text{mm} < 0.20\text{mm} \end{array}$$

Sezione S2:

$$\begin{array}{lll} \text{c.c. frequente } (\Psi=0.7) & M_{SD}= 792 \text{ kNm} & \omega = 0.23\text{mm} < 0.40\text{mm} \\ \text{c.c. quasi permanente } (\Psi=0.2) & M_{SD}= 540 \text{ kNm} & \omega = 0.15\text{mm} < 0.20\text{mm} \end{array}$$

Sezione S3:

$$\begin{array}{lll} \text{c.c. frequente } (\Psi=0.7) & M_{SD}= -756 \text{ kNm} & \omega = 0.22\text{mm} < 0.40\text{mm} \\ \text{c.c. quasi permanente } (\Psi=0.2) & M_{SD}= -508 \text{ kNm} & \omega = 0.15\text{mm} < 0.20\text{mm} \end{array}$$

Sezione S4:

$$\begin{array}{lll} \text{c.c. frequente } (\Psi=0.7) & M_{SD}= 703 \text{ kNm} & \omega = 0.20\text{mm} < 0.40\text{mm} \\ \text{c.c. quasi permanente } (\Psi=0.2) & M_{SD}= 434 \text{ kNm} & \omega = 0.12\text{mm} < 0.20\text{mm} \end{array}$$

9.2.2. Verifica azioni sul terreno

Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 135 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 171 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

10. ELABORATI DI CALCOLO

Gli elaborati dei calcoli eseguiti con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riportano:

1. tabulato di input ed output del modello strutturale utilizzato per l'analisi strutturale del ponticello tipo 1, per determinare i risultati utili per eseguire le verifiche di resistenza degli elementi in c.a.;
2. tabulato di input ed output del modello strutturale utilizzato per l'analisi strutturale del ponticello tipo 2, per determinare i risultati utili per eseguire le verifiche di resistenza degli elementi in c.a.;
3. tabulato di input ed output del modello strutturale utilizzato per l'analisi strutturale del ponticello tipo 1, per determinare i risultati utili per eseguire le verifiche di portanza del terreno;
4. tabulato di input ed output del modello strutturale utilizzato per l'analisi strutturale del ponticello tipo 2, per determinare i risultati utili per eseguire le verifiche di portanza del terreno;
5. tabulato di input ed output del modello strutturale utilizzato per l'analisi strutturale del ponticello tipo 3, per determinare i risultati utili per eseguire le verifiche di resistenza degli elementi in c.a. e di portanza del terreno.