

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PROGETTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:



ELABORATO:

OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIA ARTIFICIALE S. AGATA 1
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Progressivo	Rev.
07 03 01 001	02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	TECHNITAL - G. PEZZINI	P. VERSACE	A. RENSO	NOME FILE: J16L1_07_03_01_001_0101_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	TECHNITAL - G. PEZZINI	P. VERSACE	A. RENSO	CM. PROGR. FG. LV. REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	TECHNITAL - G. PEZZINI	P. VERSACE	A. RENSO	J16L1_07_03_01_001_0101_OPD_02

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIA ARTIFICIALE S. AGATA 1
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

I N D I C E

PREMESSA	5
1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2 MATERIALI	8
2.1 Calcestruzzo	8
2.2 Acciaio d’armatura B450C	8
2.3 Acciaio da carpenteria (paratia di micropali)	8
2.4 Acciaio da precompressione in trefoli	8
3 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	9
4 Parametri per la definizione dell’azione sismica	9
4.1 Vita nominale, classi d’uso e periodo di riferimento	9
4.2 Parametri di pericolosità sismica	10
4.3 Definizione dell’azione sismica	11
5 GALLERIA ARTIFICIALE SCATOLARE	13
5.1 MODELLO DI CALCOLO	13
5.2 ANALISI DEI CARICHI	15
5.2.1 Carichi permanenti verticali ($g_1 + g_2$)	15
5.2.2 Peso proprio dello scatolare (g_1)	15
5.2.3 Peso proprio del ricoprimento (g_2)	16
5.2.4 Spinta statica del terreno (g_3)	16
5.2.5 Ritiro del calcestruzzo ($\varepsilon_2 - RIT$)	17
5.2.5.1 Ritiro uniforme impalcato	17
5.2.6 Azioni termiche (ε_3)	19
5.2.7 Carichi mobili e sovraccarichi laterali ($q_1 + q_{lat}$)	20
5.2.8 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)	24
5.2.9 Azione sismica (q_6)	25
5.3 COMBINAZIONI DI CARICO	28
5.4 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI	38
5.4.1 Verifica SLU di presso-flessione	39
5.4.2 Verifica SLU di taglio	39
5.4.3 Verifica SLE di apertura delle fessure	41
5.5 DATI DI INPUT	44
5.6 SOLLECITAZIONI	46
5.6.1 Inviluppo SLU (Combinazioni fondamentali)	46

5.6.1	<i>Inviluppo SLV (Combinazioni sismiche)</i>	48
5.6.2	<i>Inviluppo SLE (comb. Quasi Permanente)</i>	50
5.6.3	<i>Inviluppo SLE (comb. Frequenti)</i>	52
5.7	VERIFICA DELLE SEZIONI	54
5.7.1	<i>Soletta superiore (Sezione di mezzeria SS-M)</i>	54
5.7.2	<i>Soletta superiore (Sezione all'incastro SS-I)</i>	57
5.7.3	<i>Soletta superiore (Sezione di mezzeria SI-M)</i>	62
5.7.4	<i>Soletta inferiore (Sezione all'incastro SI-I)</i>	65
5.7.1	<i>Piedritti (Sezione all'incastro superiore PI-S)</i>	70
5.7.1	<i>Piedritti (Sezione all'incastro superiore PI-I)</i>	74
5.8	Giudizio sull'accettabilità dei risultati	79
6	MURI DI IMBOCCO	80
6.1	ANALISI DEI CARICHI	80
6.1.1	<i>Peso proprio</i>	80
6.1.2	<i>Peso del terreno portato</i>	80
6.1.3	<i>Spinta delle terre</i>	80
6.1.4	<i>Spinta dovuta a sovraccarichi</i>	81
6.1.5	<i>Azione sismica</i>	81
6.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	86
6.2.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	86
6.2.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	89
6.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	89
6.3.1	<i>Verifiche geotecniche (GEO) e di equilibrio (EQU)</i>	89
6.3.2	<i>Verifiche strutturali (STR)</i>	91
6.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	92
6.4.1	<i>Verifica di fessurazione</i>	92
6.5	LEGENDA DEL PROGRAMMA DI CALCOLO	96
6.6	MURO H = 8.0m	98
6.7	MURO H = 6.0m	102
6.8	MURO H = 4.0m	105
7	BERLINESE PROVVISORIALE	109
7.1	PROFILO STRATIGRAFICO	110
7.2	MODELLO DI CALCOLO	110
7.3	DEFINIZIONE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	111
7.4	DEFINIZIONE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	116
7.5	ANALISI STRUTTURALE	116
7.6	RISULTATI	118

7.7	VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI MICROPALI	126
7.8	Verifiche dei tiranti	126
7.9	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	129
7.10	GIUDIZIO SULL’ACCETTABILITÀ DELLE DEFORMAZIONI	131
	<i>7.10.1 Analisi degli spostamenti e dei cedimenti in prossimità dei manufatti esistenti</i>	<i>131</i>
1	ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO DEL PROGRAMMA PARATIE	136

PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche di sicurezza della Galleria artificiale Sant’Agata 1, che fa parte del progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord, I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico”.

La galleria, di lunghezza 100m, si compone di due scatolari distinti, uno per ciascuna carreggiata, ubicati tra le progressive km 2+054.500 e km 2+154.5 della carreggiata Nord e le progressive 2+048.977 e km 2+148.977 della carreggiata Sud. Entrambi i manufatti sono a sezione rettangolare di dimensioni interne nette 13,25m (base) x 7,00m (altezza).

Entrambe le solette, inferiore e superiore, hanno spessore costante di 1,30m, mentre i piedritti, realizzati da setti continui in c.a., hanno spessore di 1,20m.

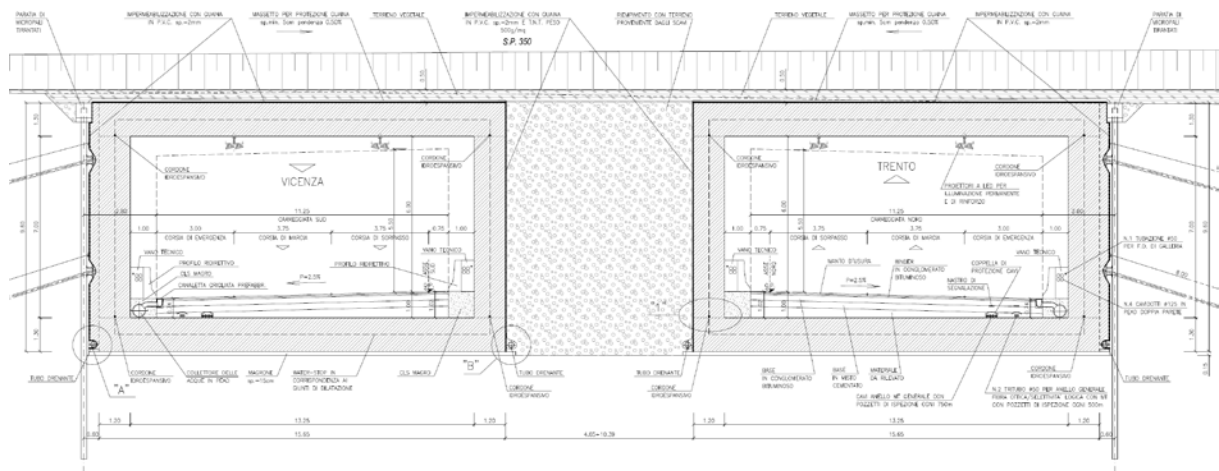


Figura 1 – Sezione tipo Galleria artificiale Sant’Agata 1

La galleria, nella configurazione finale, presenta un ricoprimento sulla soletta superiore di circa 50cm per quasi tutta la sua estensione, ad eccezione dell’intersezione con la soprastante S.P.350, dove si ha un ricoprimento di circa 2m al quale, per il dimensionamento, si sono aggiunti i carichi stradali previsti dalla normativa vigente per i ponti di prima categoria. Tali condizioni di carico sono state assunte per tutta l’estensione della galleria, in modo da avere in futuro la massima flessibilità di utilizzo dell’area soprastante la galleria.

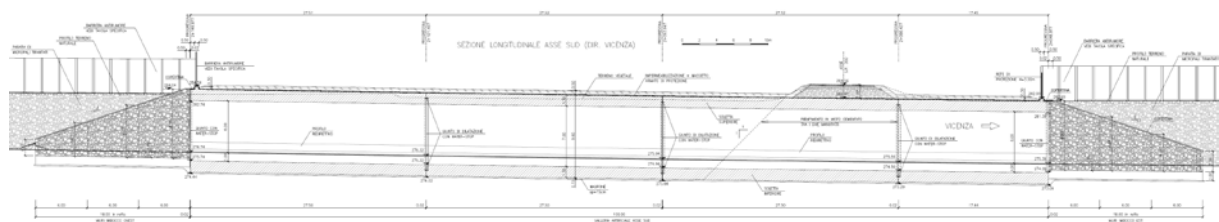


Figura 2 – Sezione longitudinale Galleria artificiale Sant’Agata 1

Agli imbocchi sono presenti dei muri in calcestruzzo armato, rivestiti in pietra locale sulla faccia a vista dell’elevazione, che sostengono la scarpata del terreno posto tra le due canne della galleria. La verifica dei suddetti muri è trattata al capitolo 6 della presente relazione.

La galleria è realizzata con scavo a cielo aperto entro paratie provvisionali di micropali tirantati, il cui dimensionamento è riportato al successivo capitolo 7.

Le azioni di origine sismica per la galleria ed i relativi muri di imbocco sono state calcolate con riferimento ad una vita nominale $VN = 100$ anni e considerando la classe d’uso IV ($CU = 2,0$), da cui si ottiene un periodo di riferimento per l’azione sismica $VR = 100 \times 2,0 = 200$ anni. Per la paratia di micropali invece non si considera l’azione sismica come previsto al par. 2.4.1 del DM 14.01.2008 per le opere provvisorie di durata inferiore a 2 anni.

Il calcolo della struttura scatolare della galleria è stato eseguito con l’ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 Ultimate, versione 18.2.0; per i muri di imbocco è stato utilizzato un foglio di calcolo implementato da Technital, mentre per la paratia provvisoria si è utilizzato il programma Paratie Plus 2011 ver. 9.0.3.3.

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le opere sono conformi alla normativa vigente, e in particolare:

- Legge 05.11.1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)”;
- EN 1991-1-4:2005 “Eurocodice 1 - Parte 1-4: Azioni del vento”;
- EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1993-1-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- EN 1993-2:2007 “Eurocodice 3 – Parte 2: Ponti di acciaio”;

- UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 5: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole”;
- EN 1994-2:2006 “Eurocodice 4 – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, AGI, 1984;
- EN 206 - 2013: “Concrete – Specification, performance, production and conformity”;
- UNI 11104-2016: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.

2 MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

2.1 Calcestruzzo

- Classe di resistenza C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di progetto a compressione $f_{cd} = 15,9 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro minimo $c = 45 \text{ mm}$

2.2 Acciaio d'armatura B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di progetto $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

2.3 Acciaio da carpenteria (paratia di micropali)

- Classe acciaio S355
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto $f_{yd} = 338 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_a = 200.000 \text{ MPa}$

2.4 Acciaio da precompressione in trefoli

- Tensione caratteristica di rottura:
 - Allo stato limite ultimo: $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
 - Tensione caratteristica all'1% di def.: $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo $f_{p(1)d} = 1450 \text{ MPa}$

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio d'armatura in barre e in trefoli
- $\gamma_s = 1,05$ per l'acciaio da carpenteria

3 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

La zona della galleria artificiale S. Agata 1 è interessata dalla formazione dei Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - “4”, caratterizzati dai seguenti parametri geotecnici:

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA										
Formazione 4 - Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati - km 2+050 – km 2+150										
Livello opera	γ (kN/m ³)	OCR (-)	DR (%)	K (m/s)	C' kPa	ϕ' (°)	E (MPa)	G _{max} (MPa)	v (-)	k ₀ (-)
“4”	20	>10	80	5E-6	0	42	100	300	0.3	0.65
berlinese	20	>10	80	5E-6	0	42	100	300	0.3	0.65

Il dimensionamento delle opere è stato eseguito considerando per la galleria artificiale un terreno di rinfiaccio laterale e di copertura avente le seguenti caratteristiche:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno di fondazione si sono assunte le seguenti proprietà meccaniche cautelative:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 38^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

4 Parametri per la definizione dell’azione sismica

4.1 Vita nominale, classi d’uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d’uso CU:

$$VR = VN \times CU$$

La vita nominale è assunta pari a $VN = 100$ anni, mentre il valore del coefficiente d’uso è definito, al variare della classe d’uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d’uso = IV, tale coefficiente vale $C_U = 2,0$ e quindi:

$$VR = 200 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, necessario ad individuare l’azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell’azione sismica è dato dall’espressione:

$$TR = - VR / \ln(1 - PVR)$$

da cui si ottiene:

$$TR = 1898 \text{ anni}$$

4.2 Parametri di pericolosità sismica

In generale, l’azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- TC^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere in oggetto occorre definire solo i primi due, in quanto il terzo parametro (T^*c) non entra nel calcolo con il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell’opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo “Spettri di Risposta” ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

4.3 Definizione dell’azione sismica

In accordo con i §§ 7.11.6.1 e 7.11.6.2.1 delle NTC, l’analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudostatica considerando l’equilibrio limite dell’opera di sostegno e del cuneo di terreno a tergo dell’opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici;
- Le forze d’inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno portato.

Inerzia dello scatolare e del terreno portato

E’ rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Il coefficiente sismico orizzontale, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, è valutato con la seguente formula:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

dove:

a_{\max} è l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l’accelerazione di gravità;

$\beta_m = 1,00$ è un coefficiente moltiplicativo dell’azione sismica che assume i valori riportati nella tabella 7.11.I delle NTC. Nel caso di opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario.

L’accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = (S_S * S_T) * a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l’effetto dell’amplificazione stratigrafica (S_S) e dell’amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l’accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per il sito interessato dall’opera si ha:

Long (°)	Lat (°)	a_g/g	F_0	T^*c (s)
11,427919	45,775535	0,253	2,405	0,296

quindi, sulla base della categoria di suolo, attribuita a ciascun sito in funzione della stratigrafia del terreno, è stata valutata l’accelerazione massima $a_{max} = S \cdot a_g$ attesa al sito, in funzione dei relativi coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerando la categoria di suolo B e la categoria topografica = T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di a_{max} pari a 0,29g. Ai fini del dimensionamento delle opere è stata comunque assunta, come accelerazione orizzontale massima attesa al sito, il valore:

$$a_{max} = 0,30 \text{ g}$$

Il coefficiente sismico orizzontale assume di conseguenza i valori:

$$kh = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = 0,30$$

Le forze d'inerzia orizzontali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_o = kh \times W$$

dove W è il peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

I valori dei parametri sismici assunti nei calcoli sono riassunti nella tabella seguente:

parametro	formula o riferimento	valore
β_m	rif. Tabella 7.11.I delle NTC	1,00
a_{\max}	$S_S * S_T * a_g$	0,30 g
kh	$\beta_m \times \frac{a_{\max}}{g}$	0,30

5 GALLERIA ARTIFICIALE SCATOLARE

5.1 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo agli elementi finiti è caratterizzato da elementi tipo beam di sezione rettangolare con base unitaria e altezza pari allo spessore degli elementi strutturali.

Il terreno di fondazione è schematizzato secondo il modello di Winkler utilizzando un coefficiente di sottofondo cautelativo, pari a 10.000 kN/m³.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

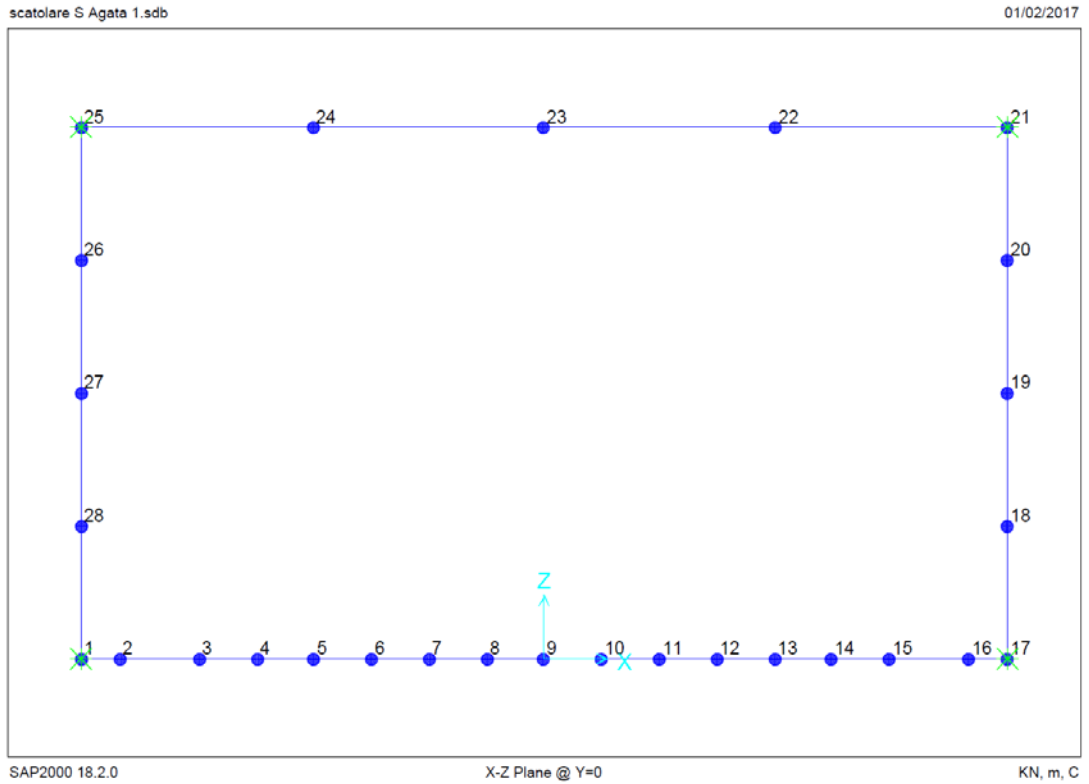


Figura 3 - Modello di calcolo - Numerazione dei nodi

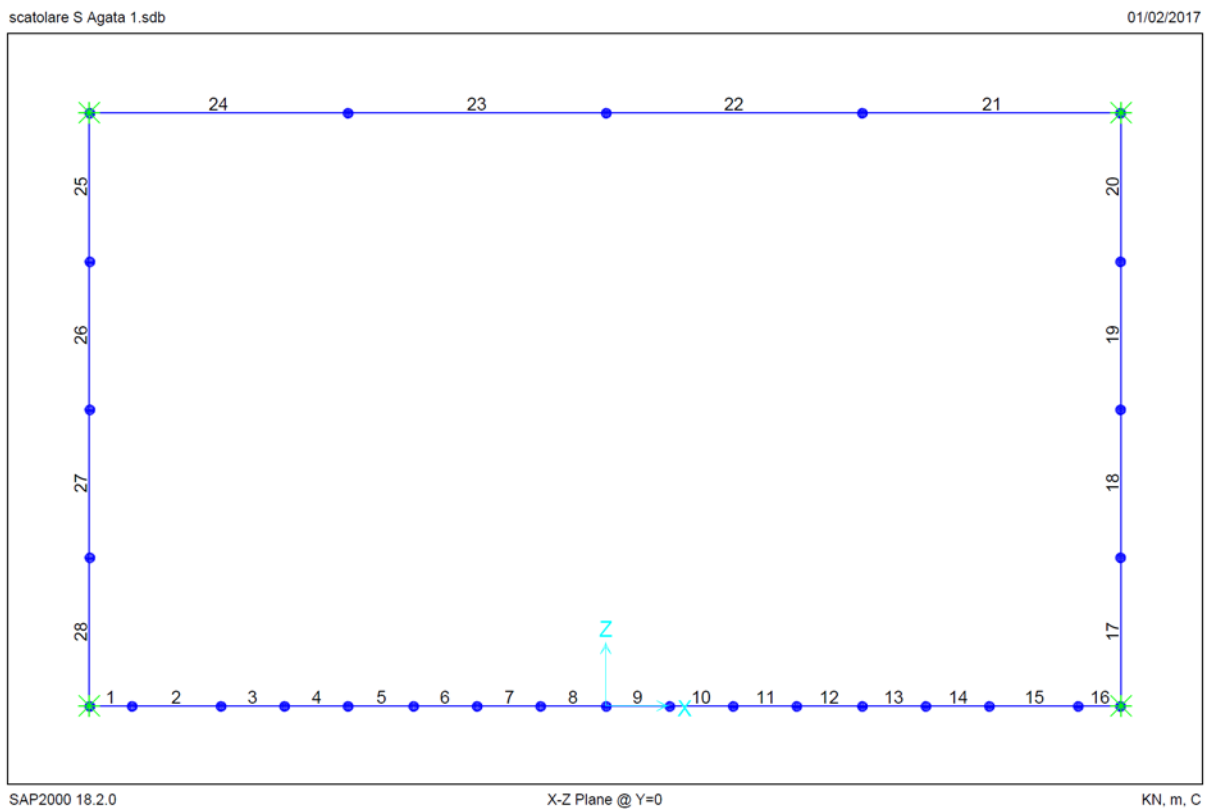


Figura 4 - Modello di calcolo - Numerazione degli elementi beam

Di seguito si riporta l’analisi dei carichi parametrica.

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta lo schema rappresentativo della sezione trasversale tipo con l’indicazione dei principali elementi geometrici caratterizzanti lo scatolare, utilizzati nell’analisi dei carichi parametrica.

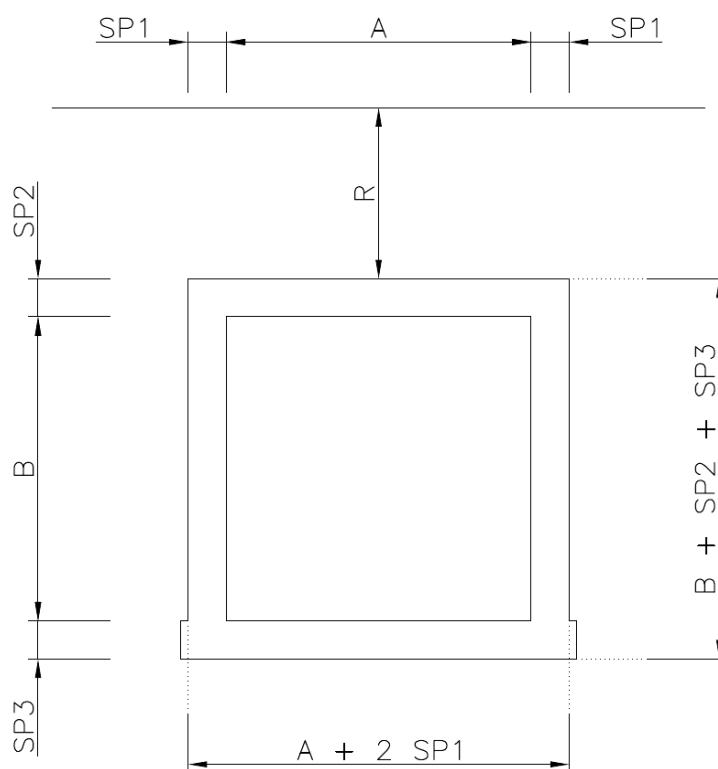


Figura 5 - Sezione trasversale

5.2.1 Carichi permanenti verticali ($g1 + g2$)

Si assume per il calcestruzzo un peso specifico $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Per la pavimentazione e il terreno di ricoprimento si considera invece un peso specifico pari rispettivamente a $\gamma_p = 22 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

5.2.2 Peso proprio dello scatolare ($g1$)

Sulle solette e piedritti agisce, per effetto del peso proprio, una forza uniformemente distribuita pari a:

$$g1 = \gamma_c \times \text{SPi} \quad [\text{kN/m}] \quad \text{per } i = 1 \div 3$$

Tale forza viene computata automaticamente dal modello.

5.2.3 *Peso proprio del ricoprimento (g2)*

Il ricoprimento (R) dello scatolare comprende lo spessore della pavimentazione stradale (pav) e lo spessore del terreno di rilevato (ter):

$$R = \text{ter} + \text{pav} \quad [\text{m}]$$

Il peso proprio del ricoprimento viene applicato come carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore:

$$g_2 = \gamma_p \times \text{pav} + \gamma_t \times \text{ter} \quad [\text{kN/m}]$$

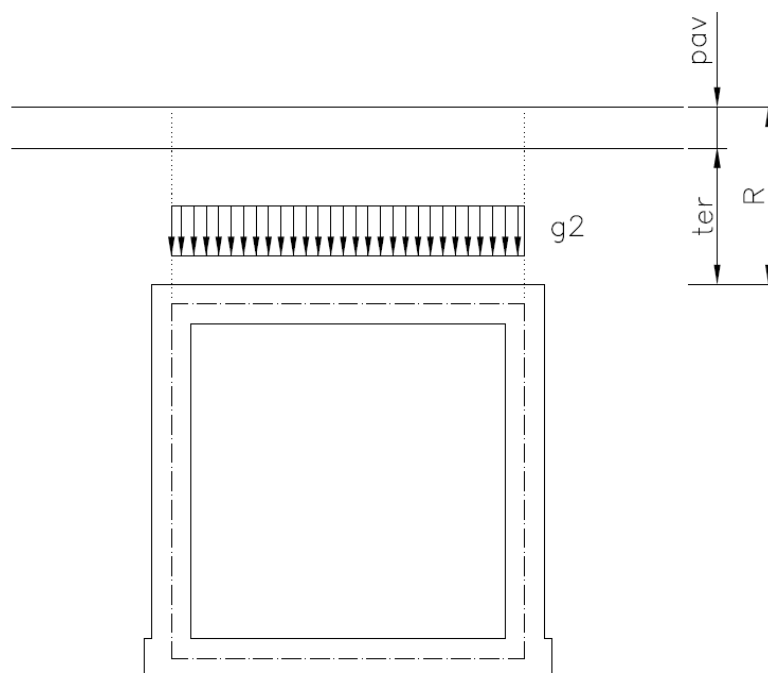


Figura 6 - Peso proprio del ricoprimento “g2”

5.2.4 *Spinta statica del terreno (g3)*

Si considera sui piedritti la spinta a riposo del terreno. Il coefficiente di spinta applicato vale:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

La pressione del terreno agente alle profondità degli assi baricentrici delle solette vale:

$$g_{3,a} = K_0 \times [\gamma_t \times (R - p_{av}) + SP_2 / 2] + \gamma_p \times p_{av} \quad [\text{kN/m}]$$

$$g_{3,b} = g_{3,a} + K_0 \times \gamma_t \times [B + \frac{1}{2} (SP_2 + SP_3)] \quad [\text{kN/m}]$$

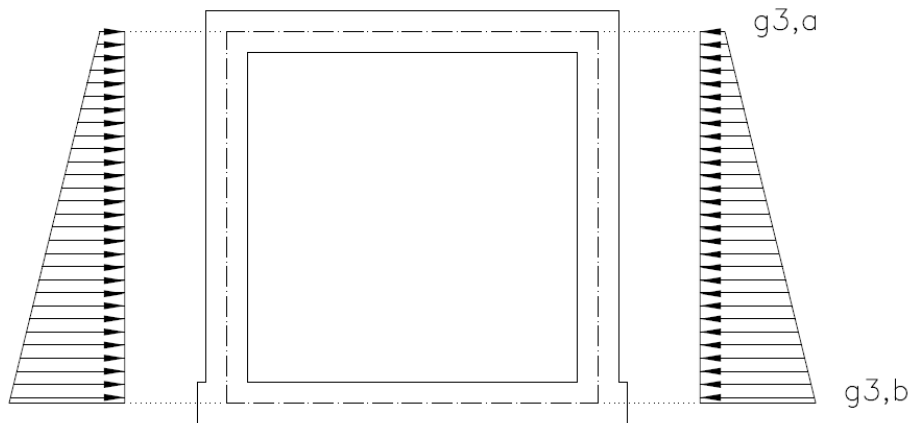


Figura 7 - Spinta statica del terreno “g3”

5.2.5 Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2 – RIT)

Per quanto concerne lo stato di coazione che si determina nella struttura scatolare per effetto del ritiro uniforme tra l’impalcato e i piedritti si è scelto di schematizzare tale azione mediante una variazione termica equivalente, determinata come descritto nel seguito.

5.2.5.1 Ritiro uniforme impalcato

Si considerano gli effetti del ritiro autogeno e da essiccazione della soletta superiore.

Secondo quanto esposto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, par. 11.2.10.6, la deformazione totale da ritiro è determinabile come somma di due termini valutati ad un tempo infinito:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

- ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;
- ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno che si può trascurare. Tale contrazione dipende principalmente dal tenore di cemento utilizzato per confezionare la miscela. Il ritiro autogeno si manifesta principalmente quando il calcestruzzo è plastico-deformabile e cioè nel periodo tra inizio e fine della presa. L'ulteriore l'idratazione del cemento durante l'indurimento determina una contrazione trascurabile mentre causa un aumento della porosità capillare interna. Il ritiro autogeno è di molto inferiore a quello da essiccamento.

Ritiro per essiccamento ε_{cd}

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento vale:

$$\varepsilon_{cd} = k_h \varepsilon_{c0}$$

Dove ε_{c0} , si ricava per interpolazione lineare dalla Tabella 11.2.Va delle NTC in funzione dell'umidità relativa, assunta pari al 60%, e della resistenza caratteristica a compressione $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$ (calcestruzzo di classe C28/35):

$$\varepsilon_{c0(28\text{MPa},60\%)} = \varepsilon_{c0(40\text{MPa},60\%)} - (40-28) / (40-20) \times (-0,38\text{‰} + 0,49\text{‰}) = -0,446\text{‰}$$

Il parametro k_h si ricava invece dalla Tabella 11.2.Vb per interpolazione sul parametro h_0 , espresso in mm:

$$h_0 = 2 A_c / u = 2600 \text{ mm}$$

Con

$$A_c = \text{area della sezione in calcestruzzo} = 1,3\text{E}+6 \text{ mm}^2$$

$$u = 1000 \text{ mm}$$

da cui $k_h = 0,7$

Riassumendo il ritiro finale per essiccamento vale

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} = -0,312 \text{ ‰}$$

Considerando lo sviluppo della deformazione da ritiro per essiccamento nel tempo ed assumendo $t_s=3$ giorni (età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento) e come istante di solidarizzazione tra soletta superiore e piedritti pari a 28gg si ha:

$$\beta_{ds}(28,3) = (28-3) / [(28-3) + 0,04 \times 2600]^{3/2} = 0,017$$

Da cui $\beta_{ds}(\infty,28) = 1 - \beta_{ds}(28,3) = 0,98$

La deformazione totale da ritiro che si sviluppa dal momento della solidarizzazione tra soletta in c.a. e piedritti fino al tempo $t = \infty$ è:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = \beta_{ds} (\infty, 70) \varepsilon_{cd, \infty} + 0 = -0,30 \text{ ‰}$$

Ai fini del calcolo gli effetti del ritiro uniforme si possono assimilare ad una variazione di temperatura. Trattandosi di un fenomeno lento l'effetto del ritiro si può determinare considerando un modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 1/3 di quello effettivo ed un coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$:

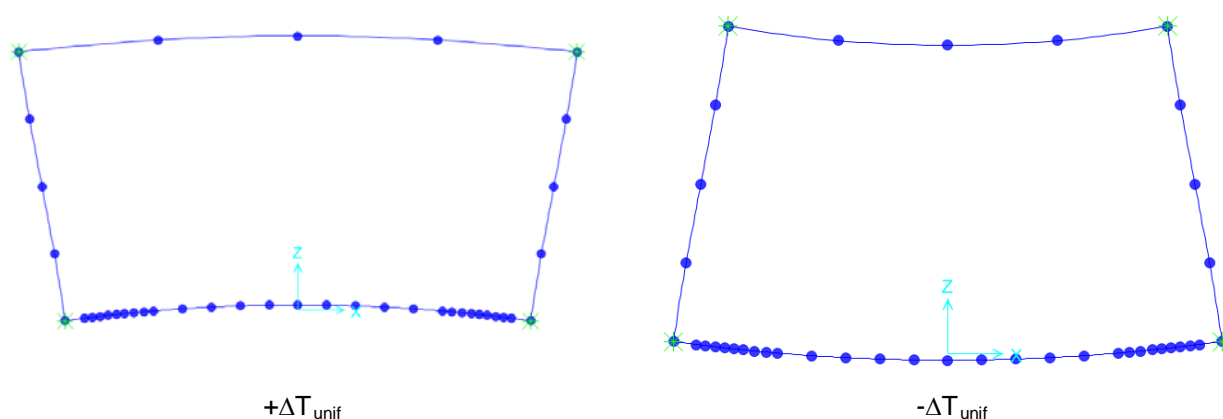
$$\Delta T_{\text{unif-equiv}} = \varepsilon_{cs} / 3\alpha = (-0,30\text{‰} / 10^{-5}) / 3 \cong -10^\circ\text{C} \quad \text{variazione uniforme di temperatura}$$

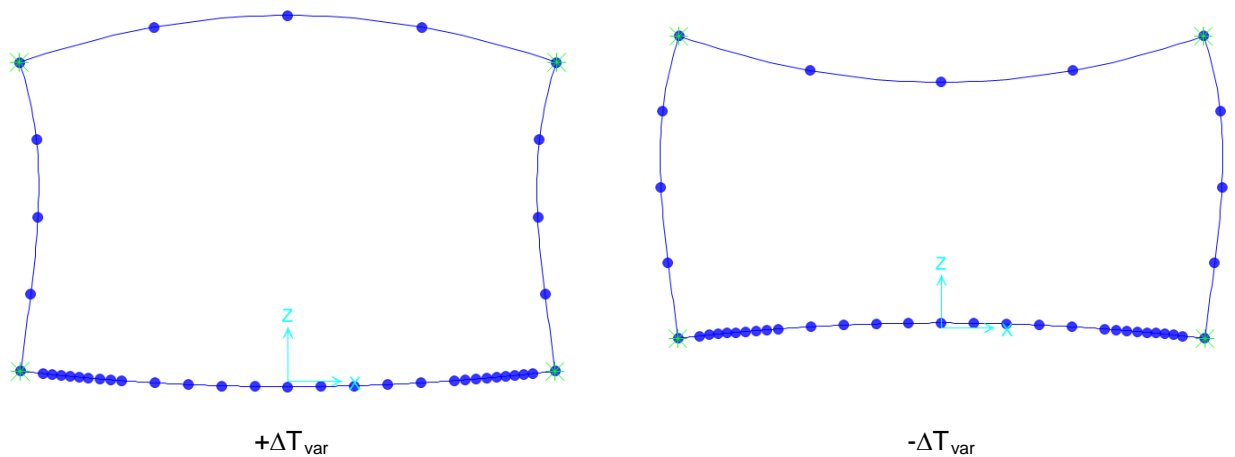
Ai fini della modellazione del ritiro uniforme, nel modello di calcolo sarà introdotta una contrazione termica uniforme sullo spessore dell'impalcato pari a -10°C .

5.2.6 Azioni termiche (ε_3)

Si sono assunte variazioni termiche uniformi dell'impalcato pari a $+10^\circ\text{C}$ e -10°C (strutture in c.a. e c.a.p. protette) oltre a variazioni termiche lineari nello spessore dell'impalcato stesso pari a $\pm 5^\circ\text{C}$ (ovvero un gradiente di temperatura di $3,85^\circ\text{C}/\text{m}$ corrispondente a 5°C sull'intero spessore dell'impalcato di $1,3\text{m}$, considerato agente con entrambi i segni: estradosso più caldo dell'intradosso e viceversa).

- 1) $+\Delta T_{\text{unif}}$ variazione termica uniforme di espansione;
- 2) $-\Delta T_{\text{unif}}$ variazione termica uniforme di contrazione;
- 3) $+\Delta T_{\text{var}}$ estradosso dell'impalcato più caldo dell'intradosso;
- 4) $-\Delta T_{\text{var}}$ intradosso dell'impalcato più caldo dell'estradosso;





Nel modello l'azione termica è applicata considerando l'involuppo degli effetti delle 4 distorsioni descritte sopra.

Si precisa infine che la soletta superiore fa parte di una galleria scatolare interrata avente un ricoprimento di 2m nella sezione di calcolo, sotto la strada, e di 50cm altrove. La soletta, quindi, non è esposta direttamente alle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna e pertanto le variazioni termiche considerate sono sicuramente a favore di sicurezza.

5.2.7 Carichi mobili e sovraccarichi laterali ($q_1 + q_{lat}$)

Lateralmente allo scatolare si considera un sovraccarico d'esercizio pari a:

$$q_{lat} = 20 \text{ kN/m}^2$$

il cui effetto sullo scatolare è una pressione uniforme su ciascun piedritto pari a:

$$p_{lat} = K_o \times q_{lat}$$

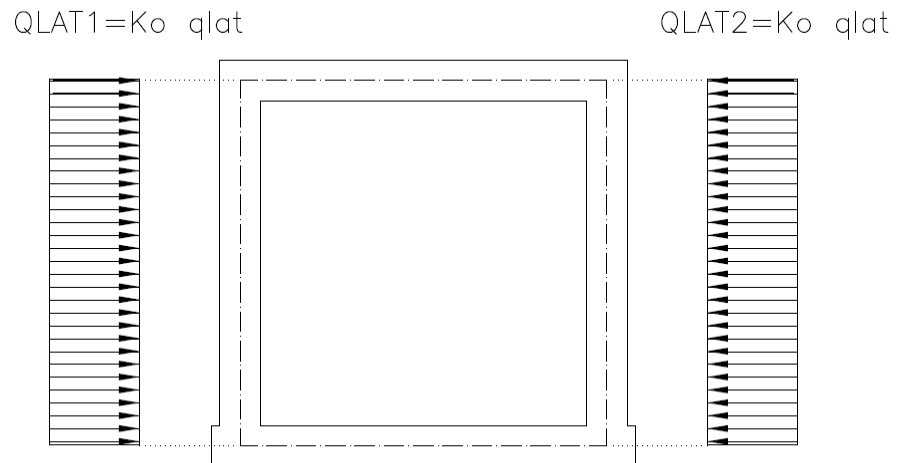


Figura 8 – Spinta per sovraccarico laterale “qlat”

In campata, invece, si considerano 1 o 2 colonne dello schema di carico mobile 1 ripartito per diffusione dalla superficie stradale all’asse della soletta superiore.

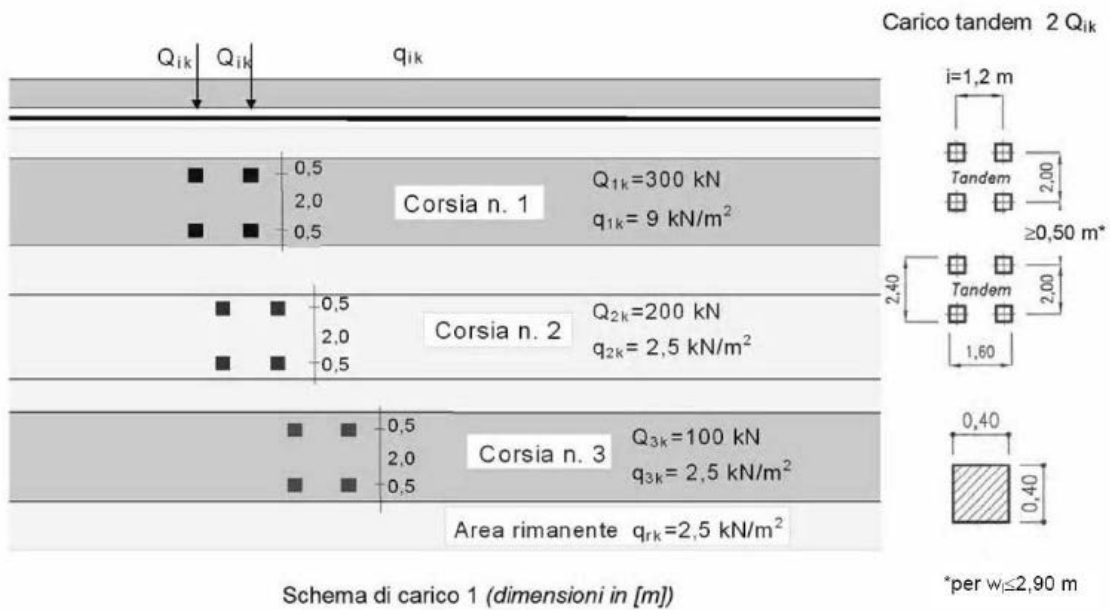


Figura 9 - Carichi mobili da traffico (Schema di carico 1)

Si ipotizza una diffusione di 1:2 all’interno del ricoprimento e di 1:1 nella soletta di calcestruzzo.

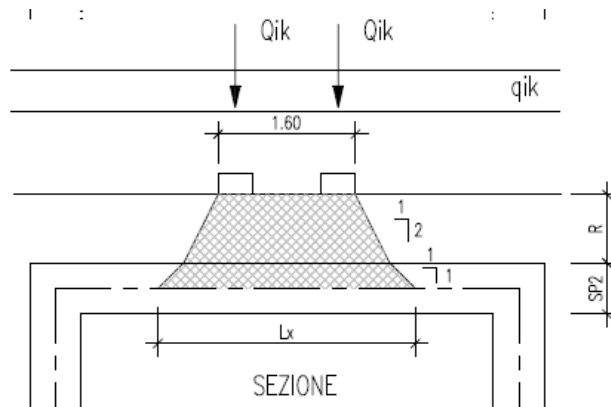


Figura 10 - Geometria e diffusione dei carichi mobili

La larghezza dell'impronta di carico nella direzione trasversale allo scatolare vale (vedi Figura 10):

$$L_x = 1,60 + R + SP2 \quad [m]$$

Nell'altra direzione, parallela all'asse dello scatolare:

Per una colonna di carico (rif. Figura 11):

$$L_{y1} = 2,40 + R + SP2 \quad [m]$$

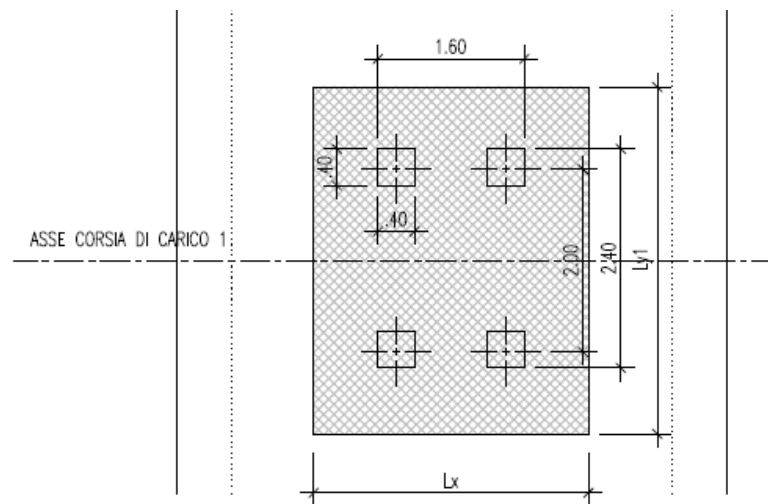


Figura 11 - Impronta di carico corrispondente ad un carico tandem

Per due colonne di carico (rif. Figura 12)

$$L_{y2a} = 5,40 + R + SP2 \quad [m]$$

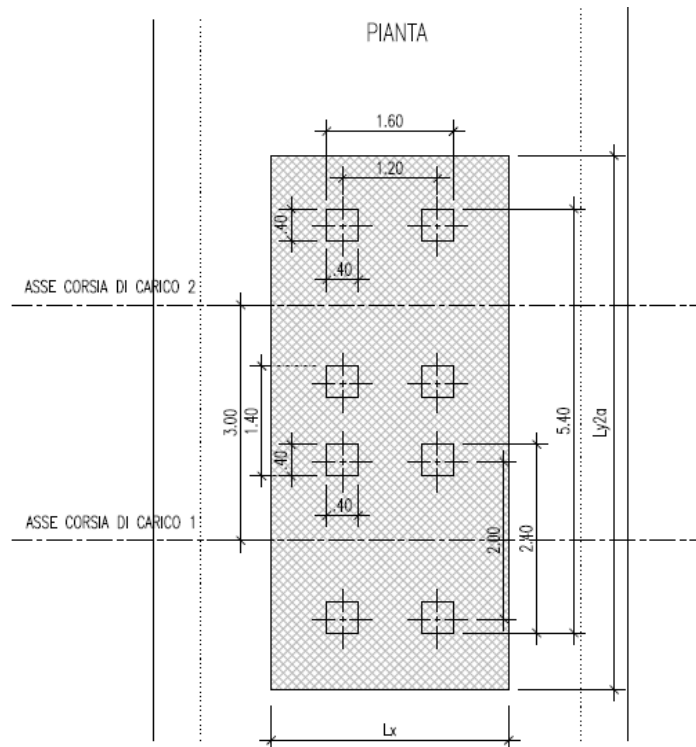


Figura 12 - Impronta di carico corrispondente a due carichi tandem

Nel caso la larghezza di sovrapposizione delle superfici di diffusione sia superiore a 1 m, si considera la somma delle pressioni generate dalle due colonne prese singolarmente.

Il carico ripartito agente sulla soletta sarà il massimo fra i seguenti valori:

$$q_I = 600 / (L_x \times L_{y1})$$

considerando 1 corsia di carico

$$q_{IIa} = (600+400) / (L_x \times L_{y2})$$

considerando 2 corsie di carico

$$q_{IIb} = (600+400) / (L_x \times L_{y1})$$

nel caso si consideri la sovrapposizione

$$q = \max (q_I; q_{IIa}; q_{IIb})$$

Oltre al carico tandem ripartito si applica il carico uniformemente ripartito su tutta la soletta e pari a $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$. Entrambe le azioni sono comprensive del coefficiente dinamico.

Se il carico ripartito totale, dato dalla somma di $q + q_{1k}$ risulti inferiore al carico convenzionale applicato a lato dello scatolare (q_{lat}), si applicherà quest'ultimo anche sulla

soletta dello scatolare. Questo caso può verificarsi generalmente per spessori di ricoprimento elevati che garantiscono un’elevata superficie di diffusione del carico tandem.

Nel caso in cui L_x sia minore della larghezza dello scatolare, misurata dagli assi dei piedritti ($A + SP1$), il carico q , agente sulla soletta superiore, sarà applicato in due posizioni diverse:

“ q_m ”: Carico q centrato nella mezzeria della soletta superiore, per la determinazione del massimo momento in campata

“ q_v ”: Carico q in adiacenza al piedritto sinistro, per la determinazione del massimo taglio sulla soletta.

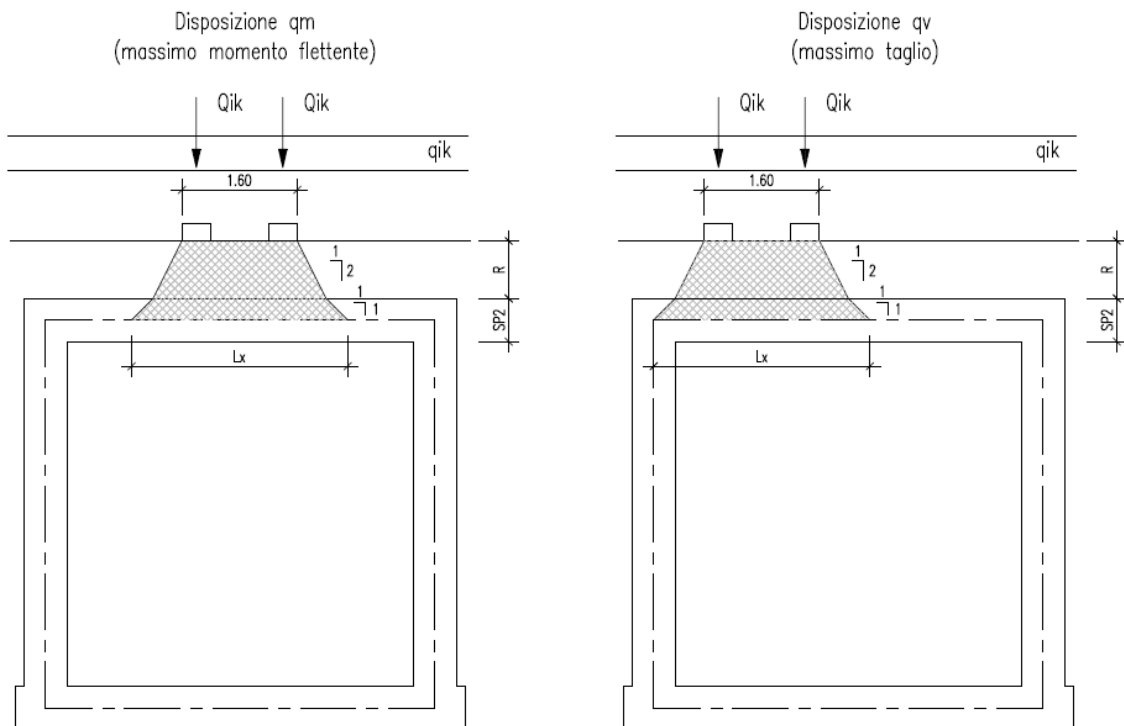


Figura 13 – Disposizioni del carico mobile Q_{ik}

5.2.8 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)

In accordo al paragrafo 5.1.3.5 del DM 14/01/2008 la forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale, per i ponti di 1^a categoria, a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} w_l L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_l la larghezza della corsia convenzionale ed L la lunghezza caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Con $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$

$$q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$w_l = 3,00 \text{ m}$$

$$L = 15,65 \text{ m}$$

Si ottiene:

$$q_3 = 360 + 42,3 = 402,3 \text{ kN}$$

Il valore da inserire nel modello, relativo ad una larghezza unitaria di struttura, si ottiene considerando che il carico q_3 si ripartisca trasversalmente in maniera uniforme sulla larghezza della sede stradale di circa 14m (pari a metà interasse dei giunti) e longitudinalmente sulla luce dell'impalcato $L=15,65\text{m}$:

$$q_3^* = 402,3 / (14 \times 15,65) = 1,83 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione è trascurabile anche in ragione del fatto che non va presa in conto nel gruppo 1 di azioni (Tab. 5.1.IV del DM 14.01.2008) ma solo nel gruppo 2a, in concomitanza di carichi verticali ridotti al valore frequente (condizione meno gravosa).

5.2.9 Azione sismica (q_6)

Si adotta il criterio dell'analisi pseudo-statica con riferimento ai coefficienti definiti al paragrafo 4, ipotizzando che le masse interessate dall'azione sismica siano quelle del peso proprio della struttura e dei sovraccarichi permanenti.

Azione sismica orizzontale sullo scatolare "PPSISM"

Il peso della soletta superiore totale e uniformemente distribuito vale rispettivamente:

$$W_s = \gamma_c \times SP2 \times (A + 2 \times SP1)$$

$$w_s = W_s / (A + SP1)$$

Le forze sismiche orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta valgono:

$$f_{hs} = K_h \times w_s$$

Analogamente per i piedritti, essendo:

$$W_p = \gamma_c \times SP1 \times B$$

$$w_p = W_p / (B + SP2 / 2 + SP3 / 2)$$

Le forze sismiche orizzontali uniformemente distribuite sui piedritti valgono:

$$f_{hp} = K_h \times w_p$$

Azione sismica sul ricoprimento (RSISM)

L'azione sismica sul ricoprimento verrà calcolata considerando l'intera altezza del ricoprimento $R^* = R$.

Il peso, totale e uniformemente distribuito, del ricoprimento $R^* = R$ sulla soletta superiore vale rispettivamente:

$$W_{R^*} = g_2 \times (A + 2 \times SP1)$$

$$w_{R^*} = W_{R^*} / (A + SP1)$$

$$\text{con } g_2 = \gamma_p \times p_{av} + \gamma_t \times t_{er} \quad [\text{kN/m}]$$

La forza sismica orizzontale uniformemente distribuita sulla soletta risulta:

$$f_{hR^*} = K_h \times w_{R^*}$$

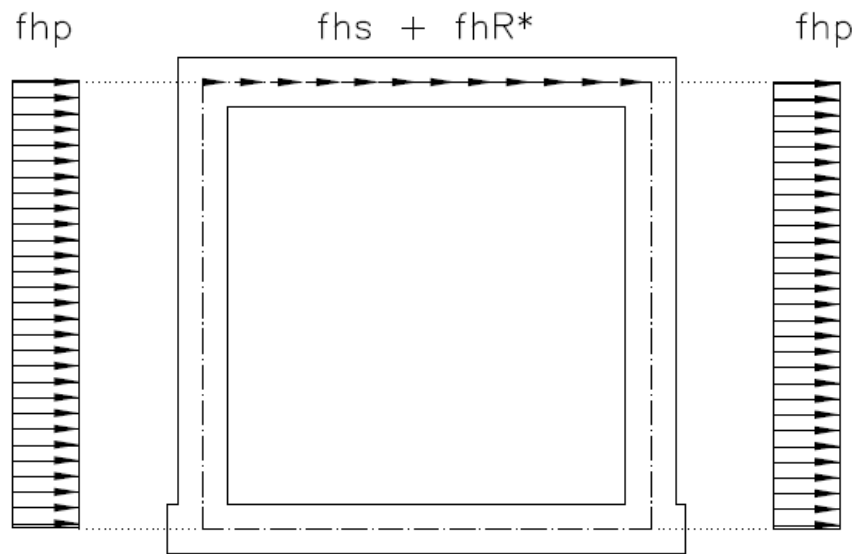


Figura 14 – Azione sismica “PPSISM” + “RSISM”

Incremento dinamico di spinta del terreno (q6)

L'incremento dinamico di spinta del terreno per strutture rigide con pareti verticali, può essere calcolato con la formula di Wood:

$$\Delta Pd = a_{max} \times \gamma t \times (B + SP2 + SP3)^2$$

Tale azione si considera agente indipendentemente dall'altezza del ricoprimento (R) e risulta distribuita uniformemente sul piedritto, in modo che la risultante sia applicata a metà altezza del piedritto come illustrato nella Figura 15.

I valori di tale pressione al nodo superiore ed inferiore di ciascun piedritto sono:

$$pts1 = pts2 = \Delta Pd / [B + \frac{1}{2} (SP2 + SP3)]$$

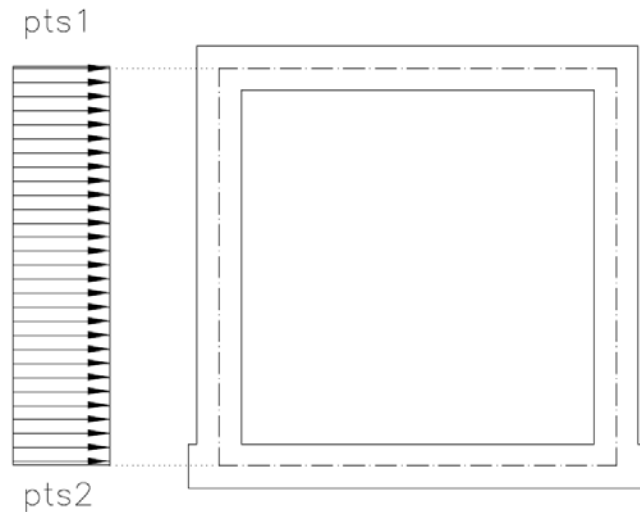


Figura 15 - Incremento dinamico di spinta del terreno “TESISM”

5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni caratteristiche determinate precedentemente vengono combinate nel modello al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto, per effettuare le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Per chiarezza si riportano le denominazioni sintetiche utilizzate per le varie azioni caratteristiche e una tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza utilizzati per i diversi gruppi di combinazioni considerate.

g1	Peso proprio dello scatolare
g2	Peso proprio del ricoprimento
g3	Spinta statica del terreno
$\varepsilon 2$	Ritiro soletta
$\varepsilon 3$	Variazioni termiche soletta
q1m	Carico mobile Qik in mezzeria soletta
q1v	Carico mobile Qik a filo piedritto sinistro
q1k	Carico mobile uniform. distribuito su tutta la soletta
QLAT1	Spinta per sovraccarico laterale su piedritto sinistro
QLAT2	Spinta per sovraccarico laterale su piedritto destro
PPSISM	Azione sismica orizzontale sullo scatolare

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

RSISM Azione sismica orizzontale sul ricoprimento
TESISM Incremento dinamico di spinta del terreno

Azioni	P.P.	P.Ric.	Spinta Terreno	Ritiro soletta	DT soletta	Traffico	Sovracc. laterale	Sisma	Verifiche	
Comb.	g1	g2	g3	ε2	ε3	q1	qlat	q6		
UI-1	1.35	1.35	1.35	0/1.20	0.72	0.00	0.00	0.00	SLU	
UI-2	1.00	1.00	1.35	0/1.20	0.72	0.00	0.00	0.00		
UI-3	1.35	1.35	1.00	0/1.20	0.72	0.00	0.00	0.00		
UII-1	1.35	1.35	1.35	0/1.20	0.72	1.35	1.35	0.00		
UII-2	1.00	1.00	1.35	0/1.20	0.72	0.00	1.35	0.00		
UII-3	1.35	1.35	1.00	0/1.20	0.72	1.35	0.00	0.00		
UV	1.00	1.00	1.00	0/1.00	0.50	0.00	0.00	1.00		
QP	1.00	1.00	1.00	0/1.0	0.50	0.00	0.00	0.00		SLE
FR	1.00	1.00	1.00	0/1.0	0.60	0.75	0.75	0.00		

Di seguito si riportano in dettaglio le combinazioni considerate:

Combinazioni per le verifiche SLU:

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
UI_1	g1	1.35
	g2	1.35
	g3	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
UI_2	g1	1
	g2	1
	g3	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
UI_3	g1	1.35
	g2	1.35
	g3	1
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
U11_1_A	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
U11_1_B	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
	ε2	0.00/1.20
U11_1_C	ε3	0.72
	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
	q1k	1.35
	q1m	1.35
	ε2	0.00/1.20
U11_1_D	ε3	0.72
	UI_1	1
	q1k	1.35
	q1m	1.35
	ε2	0.00/1.20
U11_1_E	ε3	0.72
	UI_1	1
	QLAT1	1.35
	q1k	1.35
	q1v	1.35
U11_1_F	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
	UI_1	1
	QLAT2	1.35
	q1k	1.35
	q1v	1.35
U11_1_G	ε2	0.00/1.20
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
	q1k	1.35
	q1v	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
U11_2_A	U1_2	1
	QLAT1	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
U11_2_B	U1_2	1
	QLAT1	1.35
	QLAT2	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
U11_2_F	U1_2	1
	QLAT2	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
U11_3_D	U1_3	1
	q1k	1.35
	q1m	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
U11_3_H	U1_3	1
	q1k	1.35
	q1v	1.35
	ε2	0.00/1.20
	ε3	0.72
UV_1	g1	1
	g2	1
	g3	1
	PPSISM	1
	RSISM	1
	TESISM	1
	ε2	0.00/1.00
	ε3	0.50

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
UV_2	g1	1
	g2	1
	g3	1
	PPSISM	-1
	RSISM	-1
	TESISM	1
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.50

Nella tabella di pagina seguente sono illustrate le combinazioni SLU dovute ai carichi da traffico.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

COMBINAZIONI SLU			
Coefficients azioni permanenti	Gruppo UI_1	Gruppo UI_2	Gruppo UI_3
Disposizione carichi mobili			
1.35 QLAT1 A	UII_1_A	UII_2_A	
1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 B	UII_1_B	UII_2_B	
1.35 q1m+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 C	UII_1_C		
1.35 q1m+q1k D	UII_1_D		UII_3_D
1.35 QLAT1 1.35 q1v+q1k E	UII_1_E		
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT2 F	UII_1_F	UII_2_F	
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 G	UII_1_G		
1.35 q1v+q1k H			UII_3_H

Combinazioni per le verifiche SLE (Fessurazione):

Le combinazioni utilizzate per le verifiche di fessurazione sono la combinazione Quasi Permanente (QP) e Frequente (FR).

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
QP	g1	1
	g2	1
	g3	1
FR_A	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.50
	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_B	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_C	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1m	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_D	g1	1
	g2	1
	g3	1

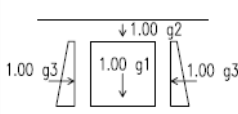
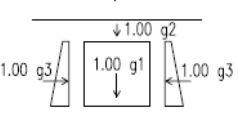
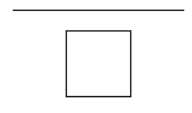
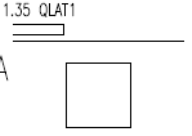
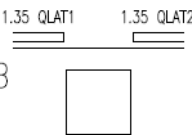
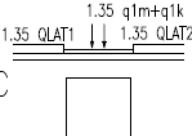
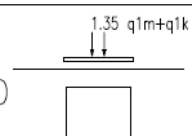
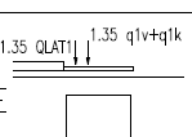
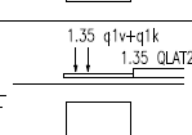
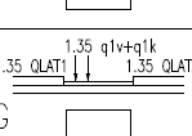
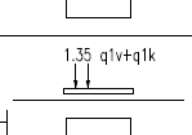
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
	q1k	0.75
	q1m	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_E	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_F	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_G	g1	1
	g2	1
	g3	1
	QLAT1	0.75
	QLAT2	0.75
	q1k	0.75
	q1v	0.75
	ε_2	0.00/1.00
	ε_3	0.60
FR_H	g1	1
	g2	1
	g3	1
	q1k	0.75
	q1v	0.75
	ε_2	0.00/1.00

Combinazione	Azione	Coefficiente di combinazione
	ε3	0.60

Nella tabella di pagina seguente sono illustrate le combinazioni considerate per le verifiche SLE.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

COMBINAZIONI SLE		
Coefficients permanenti Disposizione carichi mobili	Quasi Permanente 	Frequente 
	QP	
1.35 QLAT1 A 		FR_A
1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 B 		FR_B
1.35 q1m+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 C 		FR_C
1.35 q1m+q1k D 		FR_D
1.35 QLAT1 1.35 q1v+q1k E 		FR_E
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT2 F 		FR_F
1.35 q1v+q1k 1.35 QLAT1 1.35 QLAT2 G 		FR_G
1.35 q1v+q1k H 		FR_H

5.4 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI

Le sollecitazioni calcolate dal modello ad elementi finiti saranno verificate a presso-flessione nelle sezioni critiche mostrate in Figura 16, per le combinazioni SLU più gravose.

La verifica a taglio sarà eseguita per le sezioni SS-I, PI-S, PI-I e SI-I, a distanza pari a “d” dal filo dei piedritti (per le sezioni SS-I e SI-I) o dal filo delle solette (per le sezioni PI-S e PI-I).

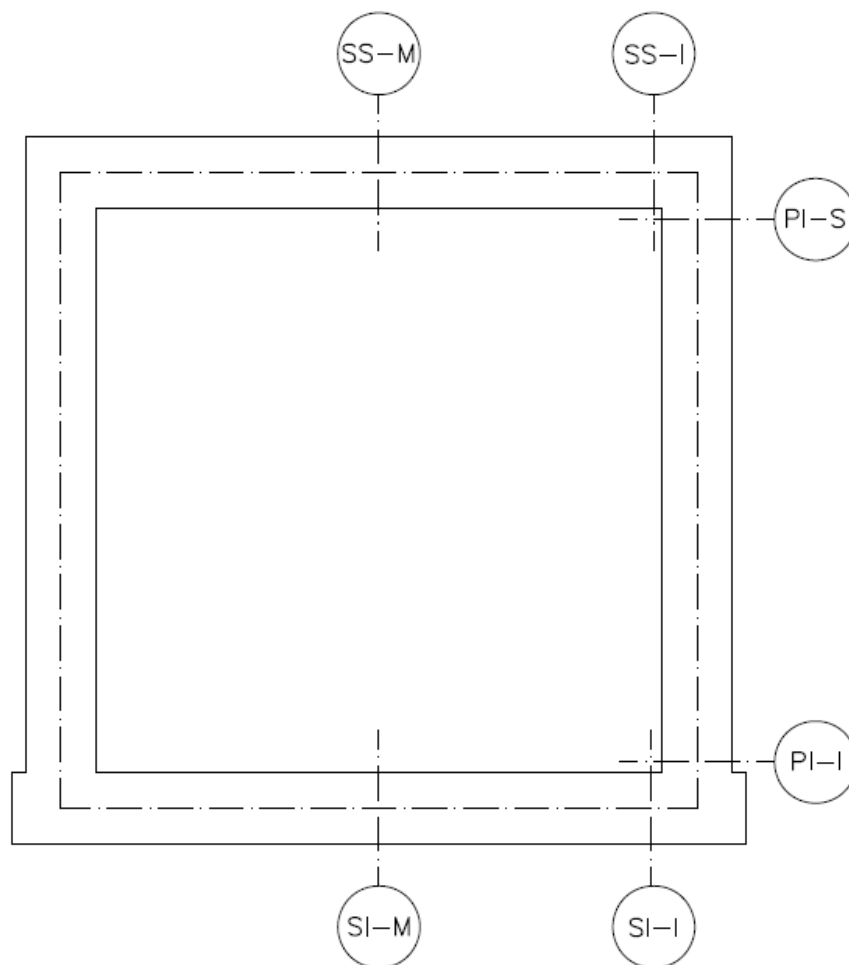


Figura 16 – Sezioni di verifica

5.4.1 Verifica SLU di presso-flessione

Con riferimento alla sezione presso-inflessa, rappresentata in Figura 17 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dai modelli $\sigma - \epsilon$, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$MRd = MRd (NEd) \geq MEd$$

dove:

- MRd è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;
- NEd è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell’azione;
- MEd è il valore di calcolo della componente flettente dell’azione.

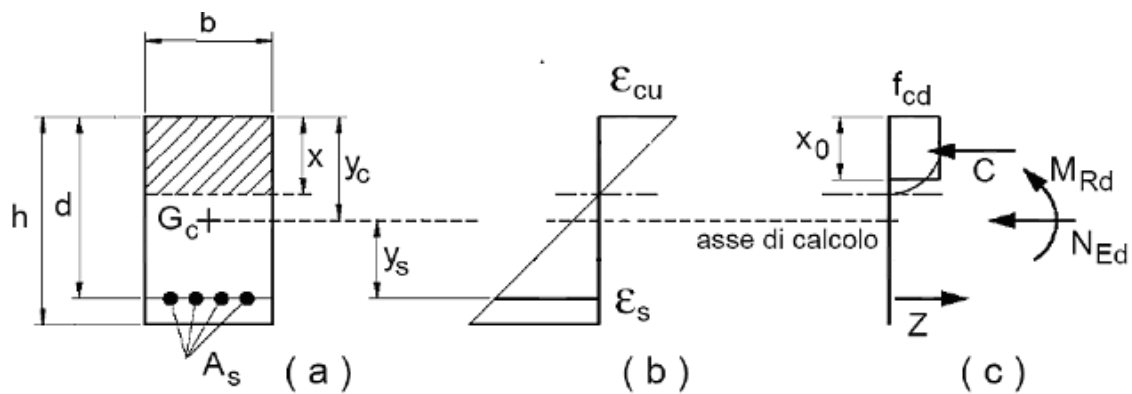
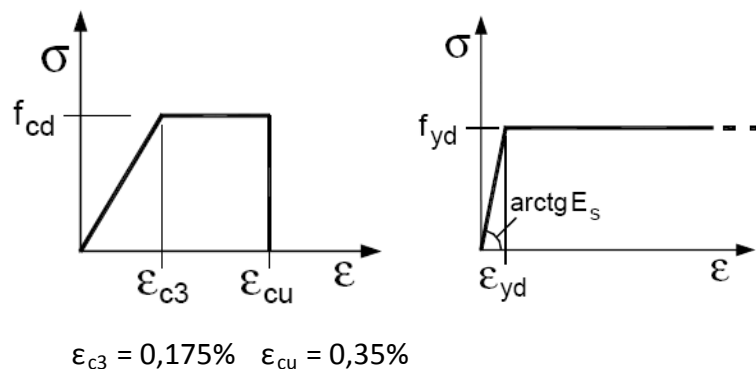


Figura 17 - Sezione pressoinflessa



Le verifiche sono eseguite facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria e trascurando il contributo dell’armatura compressa.

5.4.2 Verifica SLU di taglio

Le verifiche a taglio sono eseguite ad una distanza pari all’altezza utile d dal filo appoggio.

La resistenza VRd di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$VRd \geq VEd$$

Dove VEd è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = NEd/A_c$ è la tensione media di compressione della sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

5.4.3 Verifica SLE di apertura delle fessure

Con riferimento al D.M.14-01-2008, punto 4.1.2.2.4.6, la verifica allo stato limite di apertura delle fessure consiste nel controllare che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali $w_1=0,2\text{mm}$, $w_2=0,3\text{mm}$, $w_3=0,4\text{mm}$ con i criteri stabiliti dalla tabella 4.1.IV delle NTC, qui di seguito riportata.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure dipendono dalle condizioni ambientali in cui si trova l’opera e sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III delle NTC e con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del C.S.LL.PP..

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Quindi per lo stato limite di apertura delle fessure si prende in considerazione la combinazione quasi permanente e frequente ed i limiti di apertura delle fessure richiesti per armatura poco sensibile e condizioni ambientali ordinarie. Riassumendo la verifica sarà soddisfatta se:

$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$ in combinazione quasi permanente;
 $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$ in combinazione frequente;

Il valore di calcolo dell’apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l’espressione:

$$w_d = 1.7 \times w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} \times s_{rm}$$

dove:

ε_{sm} = deformazione unitaria media delle barre d'armatura

s_{rm} = distanza media tra le fessure.

Come specificato dalla Circolare 2-febbraio-2009 n.617 del C.S.LL.PP. la deformazione media delle barre e la distanza media delle fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9-1-1996. Utilizzando tale procedura si calcola la distanza media fra le fessure è calcolata con la seguente relazione:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi_s}{\rho_r}$$

dove:

c = ricoprimento dell'armatura

s = passo delle barre tese

$k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata, $k_2 = 0.8$ per barre lisce

$k_3 = 0.125$ per diagramma triangolare (presso-flessione o flessione)

$k_3 = 0.250$ per diagramma rettangolare di trazione (trazione pura)

$k_3 = 0.25(s_1+s_2)/2s_1$ (trazione eccentrica)

ϕ_s = diametro delle barre tese

$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff} = b_{eff} \times d_{eff}$

La deformazione unitaria media dell'apertura vale:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] ; \left(\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

nella quale:

$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

$\beta_1=1$ per barre ad aderenza migliorata; $\beta_1=0,5$ per barre lisce

$\beta_2=1$ per azioni di breve durata; $\beta_2=0,5$ per azioni ripetute o di lunga durata

σ_s è la tensione dell'acciaio in stato fessurato conseguente all'applicazione dei parametri di sollecitazione.

σ_{sr} è la tensione dell'acciaio in stato fessurato sotto la sollecitazione M_{fess}

M_{fess} è determinato come:

$$M_{fess} = (f_{ctm} - J_{id}/(bh)) \times J_{id}/y'c$$

$$y'c = h - S_{id} / A_{id}$$

con A_{id} S_{id} , J_{id} ottenuti con coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo pari a 15.

Il valore medio di apertura delle fessure risulta :

$$w_m = s_{rm} \times \epsilon_{sm}$$

dal quale si ricava il valore di calcolo:

$$w_d = 1,7 w_m$$

da confrontare con i valori limite definiti in precedenza.

5.5 DATI DI INPUT

Per la sezione studiata si riporta il file di input che riassume tutti i carichi parametrizzati considerati sui vari elementi della sezione scatolare. Per gli effetti del ritiro e variazioni termiche della soletta superiore si è considerato quanto riportato nei precedenti paragrafi 5.2.5 e 5.2.6.

Geometria dello scatolare e dei sovraccarichi

A =	13.25 m	Larghezza interna netta scatolare
B =	7.00 m	Altezza interna netta dello scatolare
SP1 =	1.20 m	Spessore dei piedritti laterali
SP2 =	1.30 m	Spessore della soletta superiore
SP3 =	1.30 m	Spessore della soletta inferiore
R =	2.00 m	Ricoprimento totale sullo scatolare
pav =	0.50 m	Spessore della pavimentazione stradale
ter =	1.50 m	Spessore del terreno di riporto

Analisi dei carichi agenti su una striscia di 1.00m

Carichi permanenti elementari

$\gamma_c =$	25 kN/m ³	Peso specifico del calcestruzzo
$\gamma_p =$	22 kN/m ³	Peso specifico medio della pavimentazione
$\gamma_t =$	19 kN/m ³	Peso specifico medio del terreno

Peso proprio della struttura (g1)

Carico computato automaticamente dal modello

pp1 =	30.0 kN/m	sui piedritti laterali
pp2 =	32.5 kN/m	sulla soletta superiore
pp3 =	32.5 kN/m	sulla soletta inferiore

Peso proprio del ricoprimento (g2)

g2 =	42.78 kN/m	Carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore
------	------------	--

Spinta statica del terreno (g3)

Ko =	0.426	Coefficiente di spinta a riposo
g3,a =	22.11 kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo superiore del piedritto
g3,b =	89.36 kN/m	Pressione del terreno agente sul nodo inferiore del piedritto

Carichi mobili e sovraccarichi laterali (q1+qlat)

plat =	20 kN/m	Sovraccarico accidentale laterale
qlat =	8.53 kN/m	Spinta laterale per sovraccarico accidentale
2Q1k =	600 kN	Carico mobile 2Q1k (2 assi x 300 kN)
alfa1 =	27 °	Angolo di diffusione del carico nel ricoprimento
alfa2 =	45 °	Angolo di diffusione del carico nella soletta
Lx =	4.90 m	Larghezza dell'impronta di un asse di carico in asse soletta
Ly1 =	5.70 m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 1 colonna
Ly2 =	8.70 m	Profondità dell'impronta di carico in asse soletta per 2 colonne
qI =	21.48 kN/m	Carico ripartito di un asse (1 corsia di carico)
qIIa =	23.46 kN/m	Carico ripartito di un asse (2 corsie di carico)
Sovrapp. =	2.70 m	> 1,0 m
qIIb =	35.80 kN/m	Carico relativo alle zone di sovrapposizione (se sovrapp. > 1,0m)
Carico applicato nel modello:		
q =	35.80 kN/m	sulla soletta superiore per una larghezza Lx

Inoltre su tutta la soletta superiore si applica il carico distribuito

$$q_{1,k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica (q6)

Azione sismica sullo scatolare "PPSISM"

Soletta superiore

Ws =	508.63 kN	Peso totale soletta superiore
ws =	35.20 kN/m	Peso soletta distribuito sulla larghezza del modello
fhs =	10.56 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Piedritti

Wp =	210.00 kN	Peso totale di un piedritto laterale
wp =	25.30 kN/m	Peso totale di un piedritto laterale / altezza modello
fhp =	7.59 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

Azione sismica sul ricoprimento della soletta superiore "RSISM"

R* =	2.00 m	Altezza del ricoprimento considerata nel calcolo dell'inerzia
Wr* =	42.78 kN/m	Peso del ricoprimento o porzione di esso da considerare
fhR* =	12.83 kN/m	Forza sismica orizzontale uniformemente distribuita

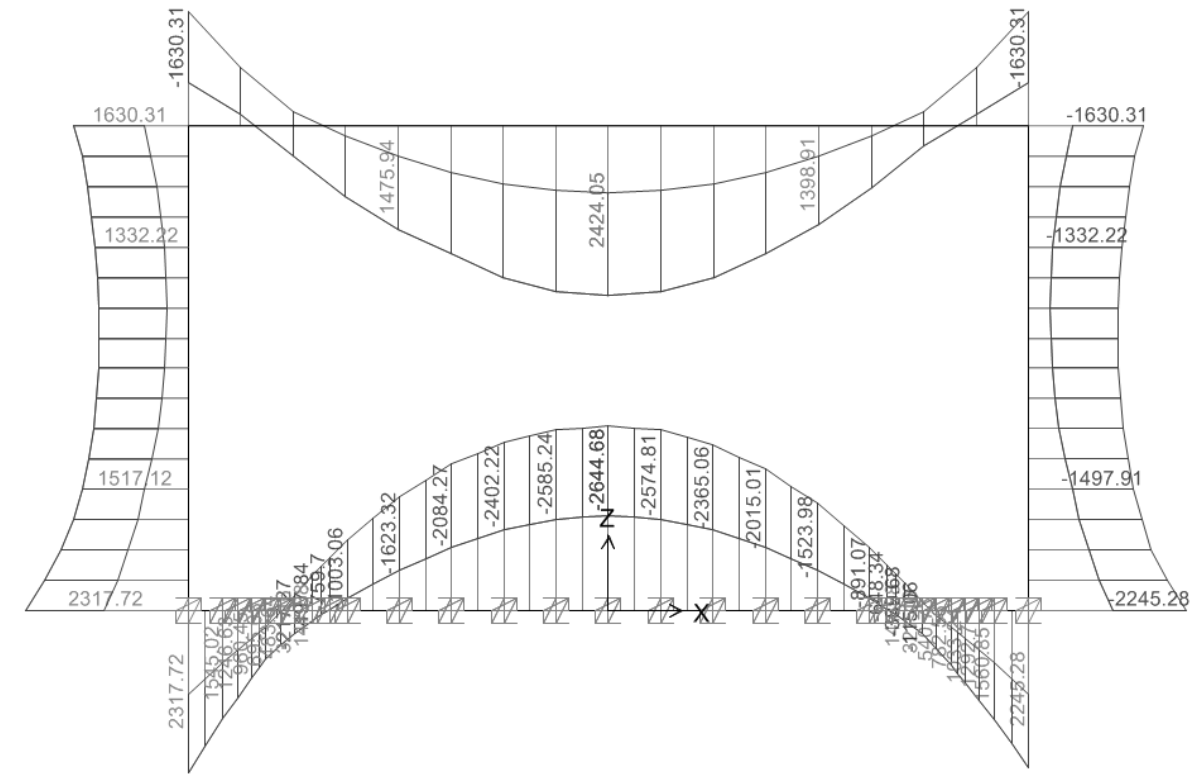
Incremento dinamico di spinta del terreno "TESISM"

DPd	525.31 kN	Incremento di spinta sismica secondo Wood
pts 1 =	63.29 kN/m	Pressione al nodo superiore del piedritto per effetto di DPd
pts 2 =	63.29 kN/m	Pressione al nodo inferiore del piedritto per effetto di DPd

5.6 SOLLECITAZIONI

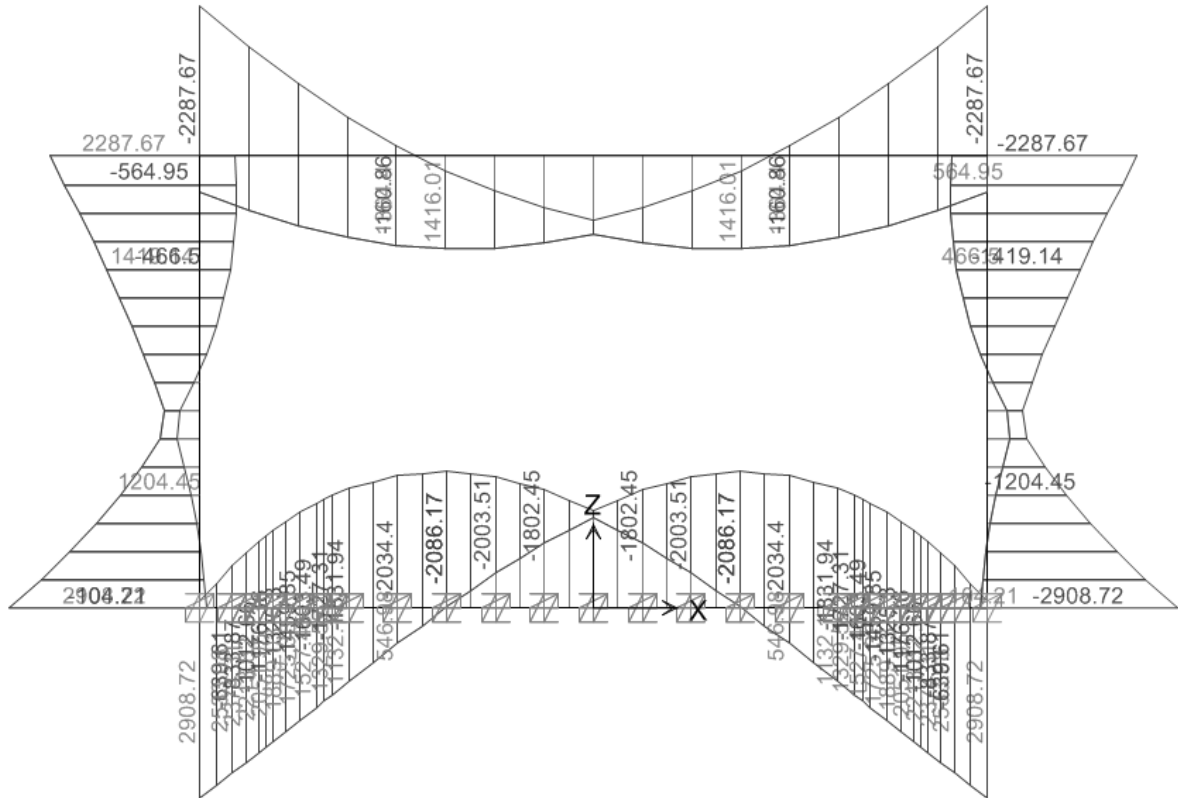
5.6.1 Involuppo SLU (Combinazioni fondamentali)

MOMENTO FLETTENTE

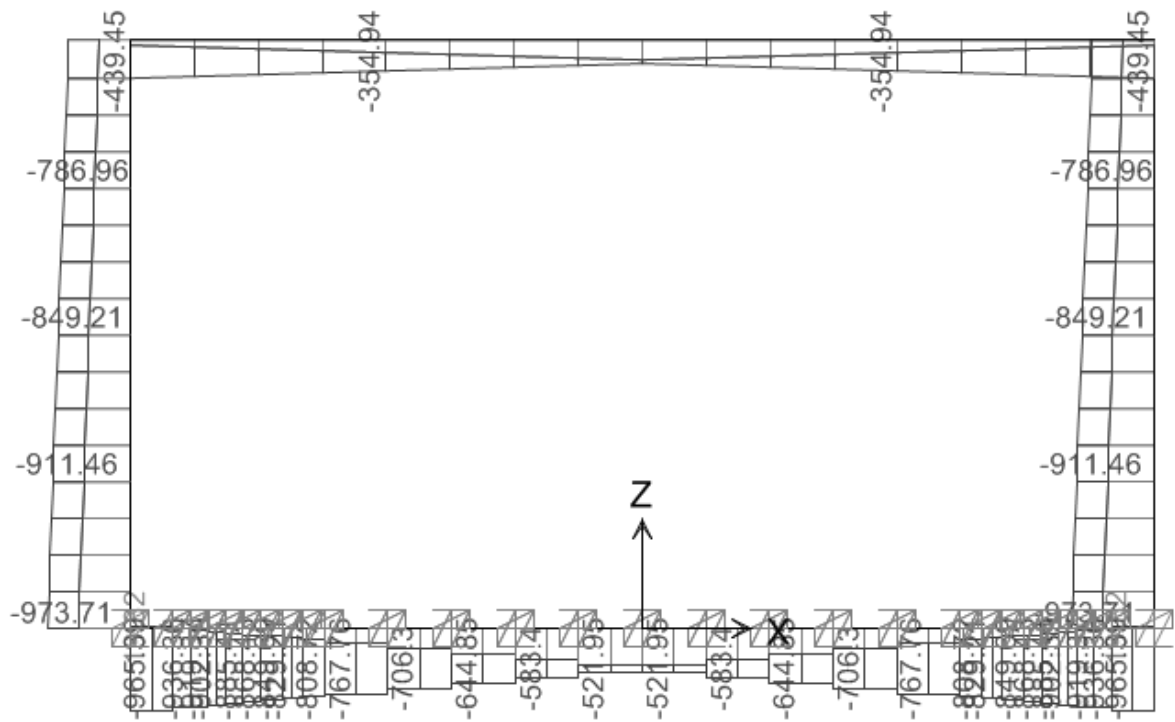


5.6.1 Involuppo SLV (Combinazioni sismiche)

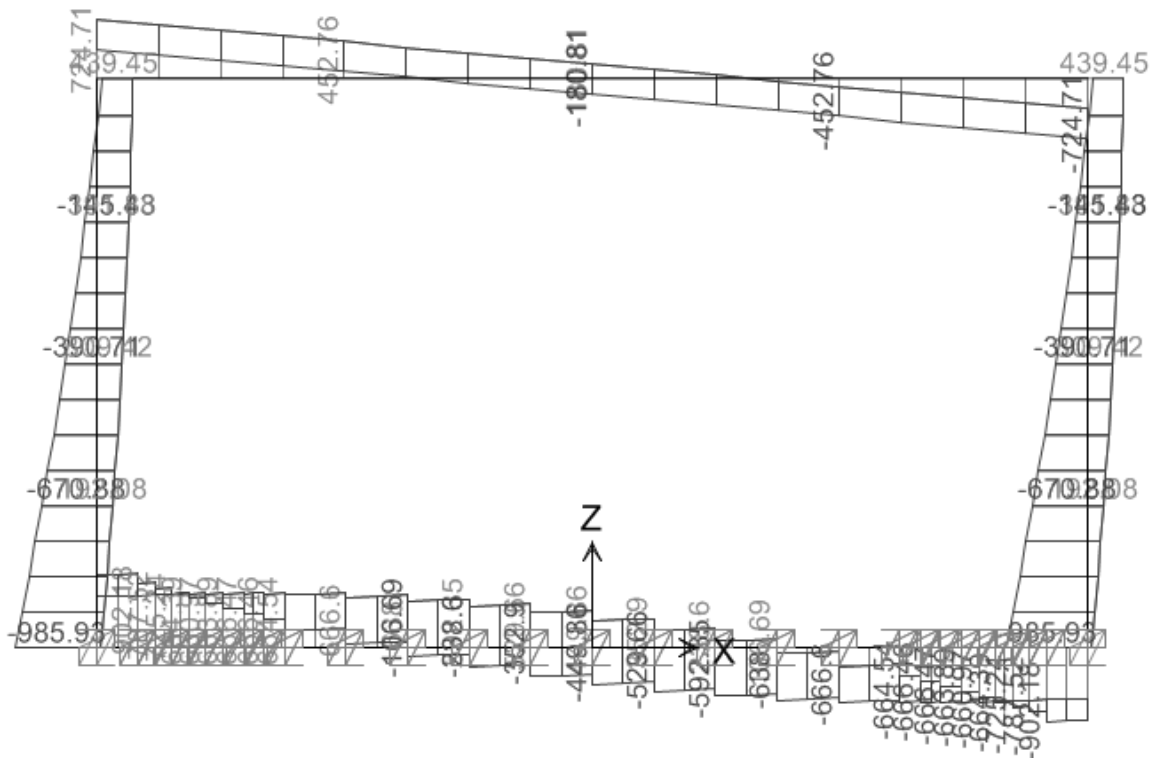
MOMENTO FLETTENTE



SFORZO NORMALE

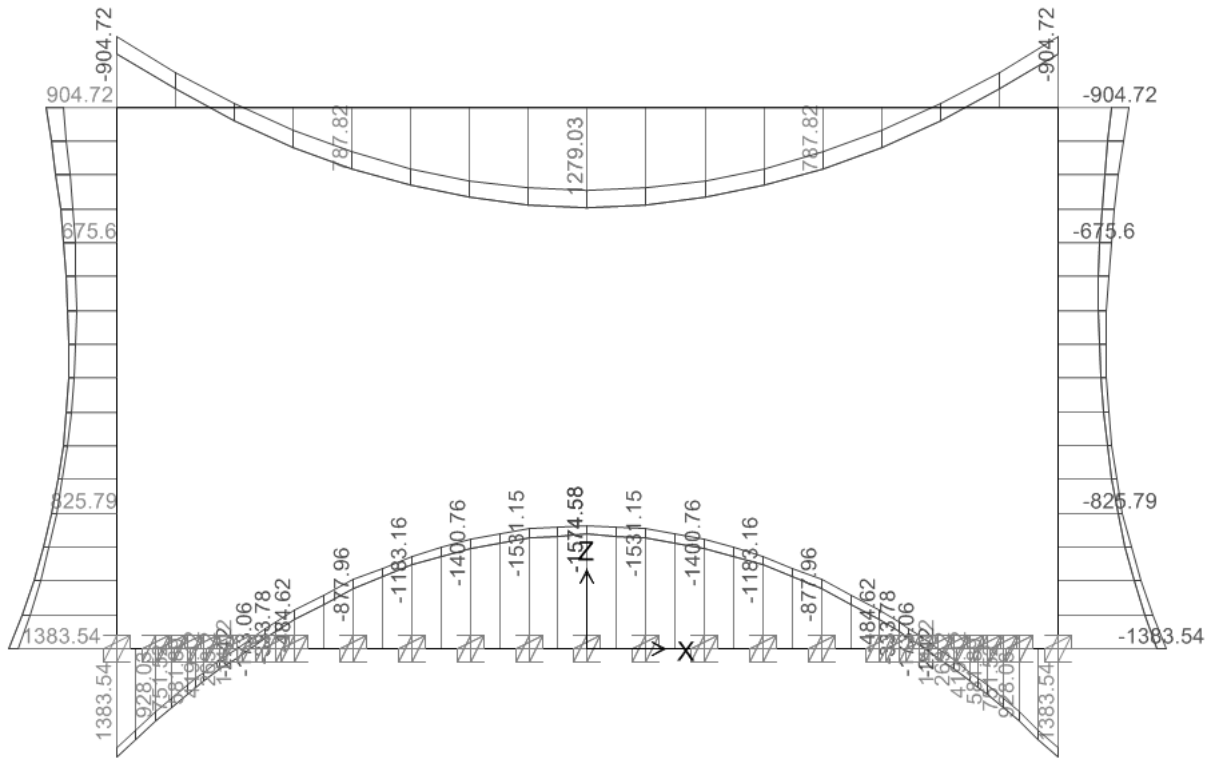


SFORZO DI TAGLIO

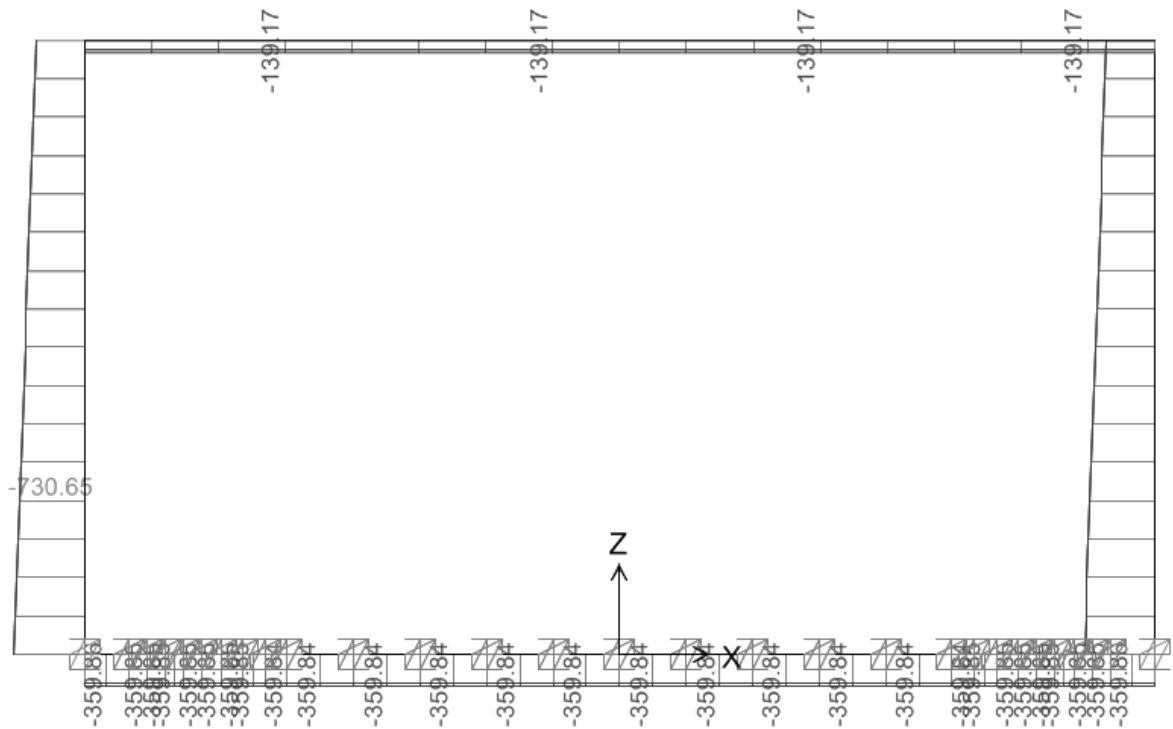


5.6.2 Involuppo SLE (comb. Quasi Permanente)

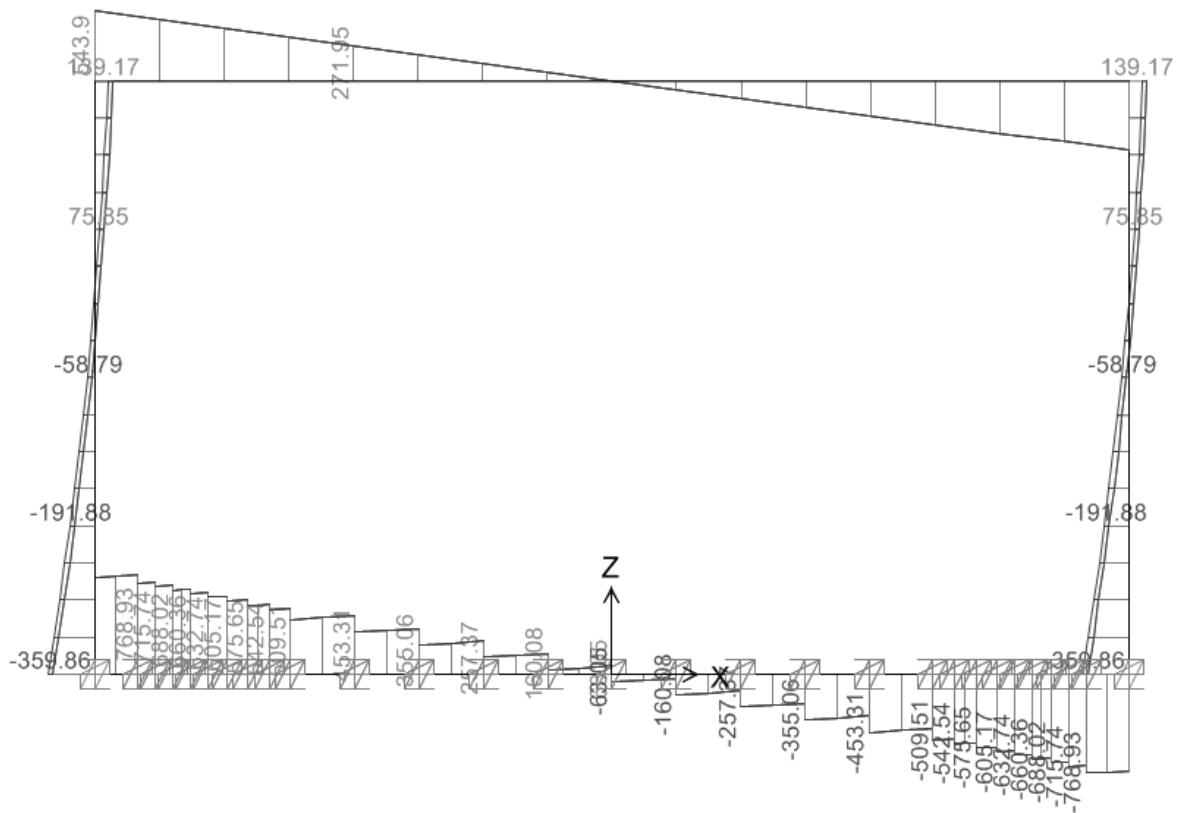
MOMENTO FLETTENTE



SFORZO NORMALE

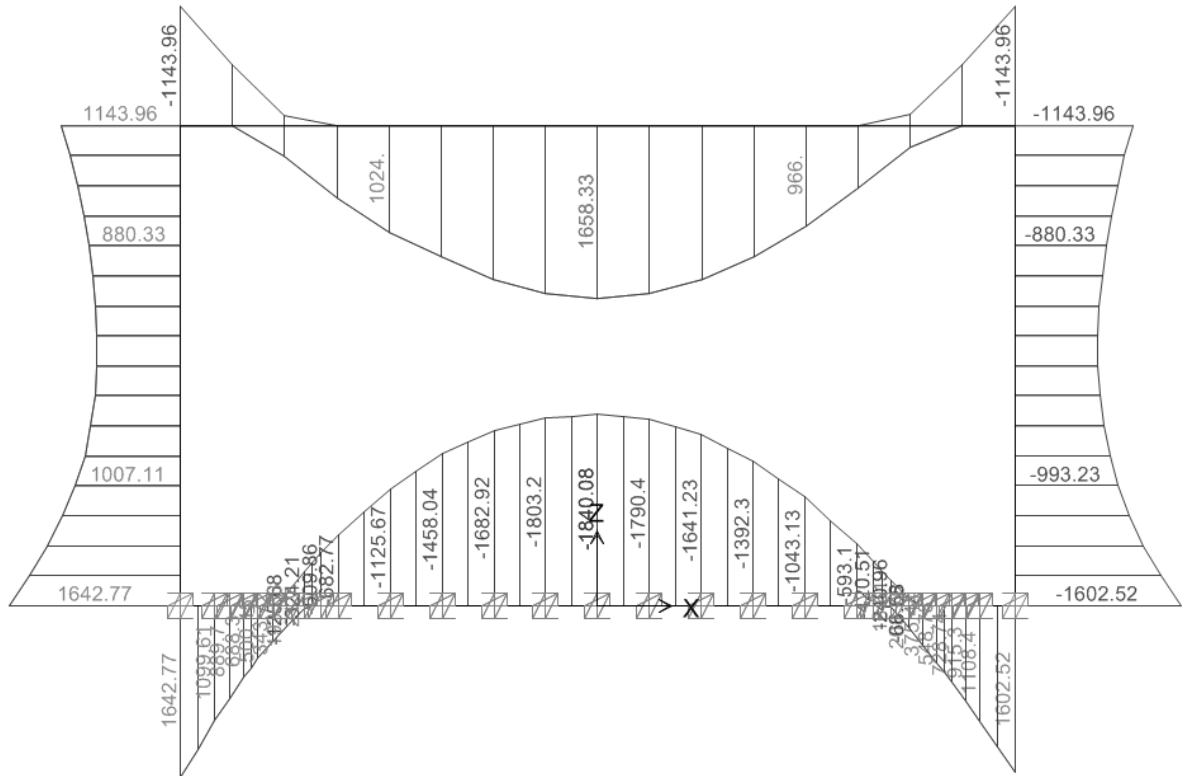


SFORZO DI TAGLIO

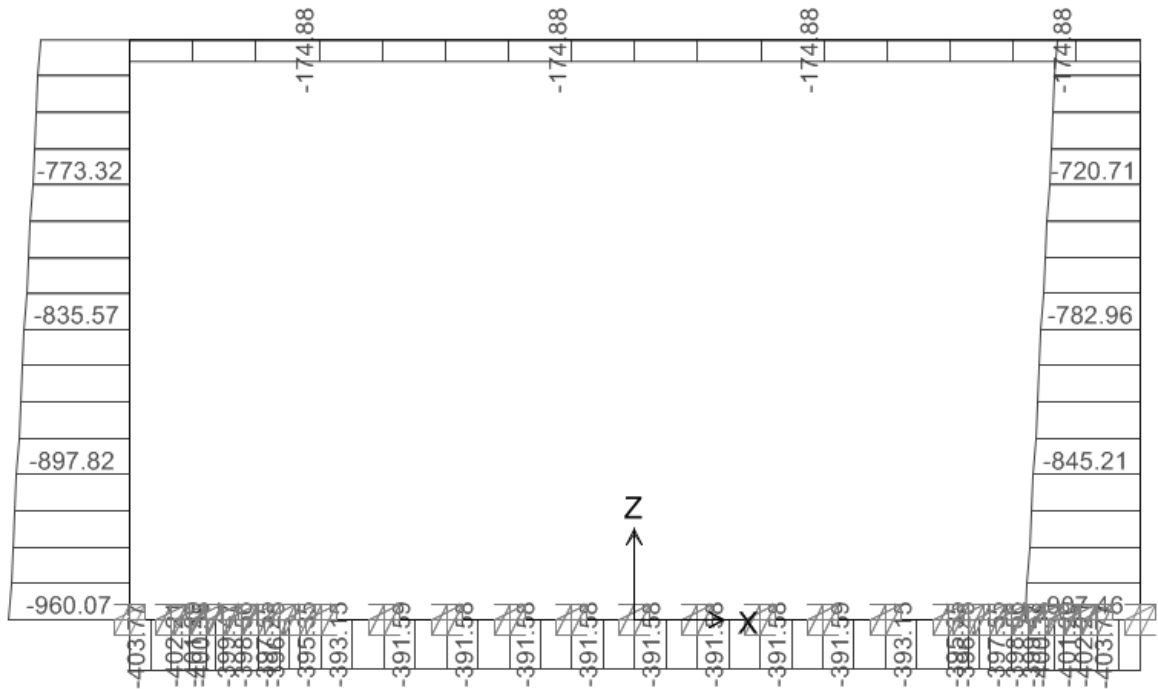


5.6.3 Involuppo SLE (comb. Frequenti)

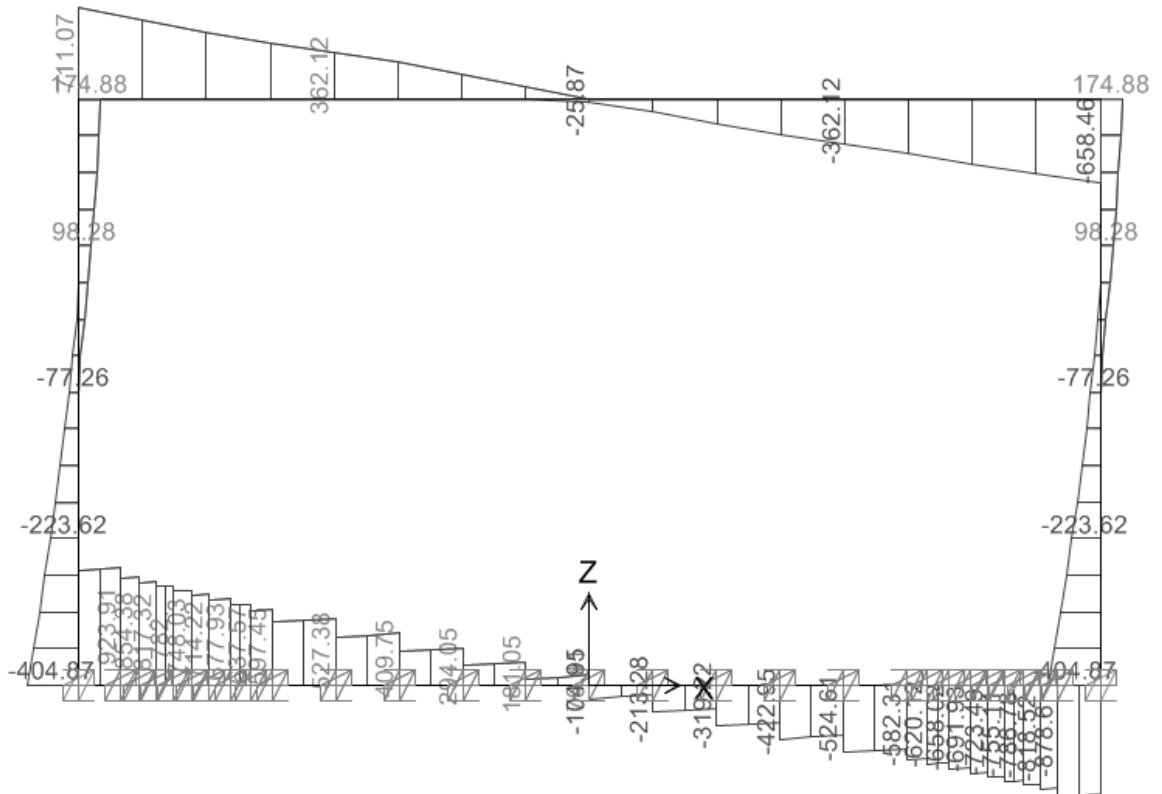
MOMENTO FLETTENTE



SFORZO NORMALE



SFORZO DI TAGLIO



5.7 VERIFICA DELLE SEZIONI

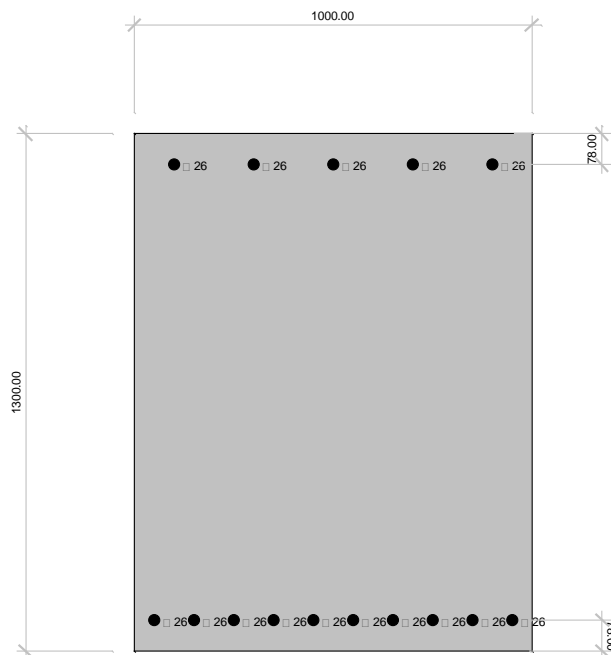
Per le verifiche si considera un calcestruzzo di classe C28/35 e classe di esposizione ambientale XC3 (ambiente ordinario).

Si prescrive un copriferro minimo di 45mm che aggiunto ai 20mm dei ripartitori esterni fornisce il copriferro netto di 65mm.

In accordo con il par. 5.1.4. del DM 14.01.2008, per ciascuna sezione si riporteranno le verifiche SLU strutturali di presso-flessione e taglio (quest’ultimo per le sole sezioni vicine agli angoli dello scatolare). Tra le verifiche SLE si riporta la verifica a fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata della struttura (rif. § 5.1.4.4 del succitato DM).

5.7.1 Soletta superiore (Sezione di mezzeria SS-M)

Si considera una sezione rettangolare di base 1000 mm e altezza 1300 mm armata in zona tesa inferiore con 10 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 100mm), distanti 78mm dall’intradosso e con 5 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 200mm), in zona compressa superiore, distanti 78mm dall’estradosso.



Verifica SLU di presso-flessione

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
------	-------------	---	--------	--------	----	----

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

1	UI_1	-139.8	0.00	0.00	-1725.2	0.0
2	UI_2	-159.1	0.00	0.00	-1281.0	0.0
3	UI_3	-75.7	0.00	0.00	-1770.3	0.0
4	UII_1_A	-163.7	0.00	0.00	-1711.3	0.0
5	UII_1_B	-187.5	0.00	0.00	-1697.3	0.0
6	UII_1_C	-200.0	0.00	0.00	-2351.1	0.0
7	UII_1_D	-152.3	0.00	0.00	-2379.0	0.0
8	UII_1_E	-158.4	0.00	0.00	-2072.5	0.0
9	UII_1_F	-158.4	0.00	0.00	-2072.5	0.0
10	UII_1_G	-182.2	0.00	0.00	-2058.5	0.0
11	UII_2_A	-183.0	0.00	0.00	-1267.0	0.0
12	UII_2_B	-206.9	0.00	0.00	-1253.1	0.0
13	UII_2_F	-183.0	0.00	0.00	-1267.0	0.0
14	UII_3_D	-88.2	0.00	0.00	-2424.1	0.0
15	UII_3_H	-70.4	0.00	0.00	-2131.5	0.0
16	UV_1	-234.0	0.00	0.00	-1202.4	0.0
17	UV_2	-234.0	0.00	0.00	-1202.4	0.0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23452.7	-0.0035 (sez)	2077.5	0.01 (arm)
Mx	-2398.2	0.01 (arm)	1199.8	0.01 (arm)
My	-1269.4	0.01 (arm)	1269.4	0.01 (arm)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	UI_1	1.4564	sezione
2	UI_2	2.0055	sezione
3	UI_3	1.3893	armatura
4	UII_1_A	1.4792	sezione
5	UII_1_B	1.5028	sezione
6	UII_1_C	1.0709	sezione
7	UII_1_D	1.0470	armatura
8	UII_1_E	1.2095	sezione
9	UII_1_F	1.2095	sezione
10	UII_1_G	1.2252	sezione
11	UII_2_A	2.0491	sezione
12	UII_2_B	2.0946	sezione
13	UII_2_F	2.0491	sezione
14	UII_3_D	1.0107	armatura
15	UII_3_H	1.1472	armatura
16	UV_1	2.2176	sezione
17	UV_2	2.2176	sezione

Si riporta nella figura sottostante il diagramma di interazione M-N della sezione. Come si può notare tutte le coppie di sollecitazioni M-N sono interne al diagramma e pertanto la verifica a presso-flessione della sezione è soddisfatta.

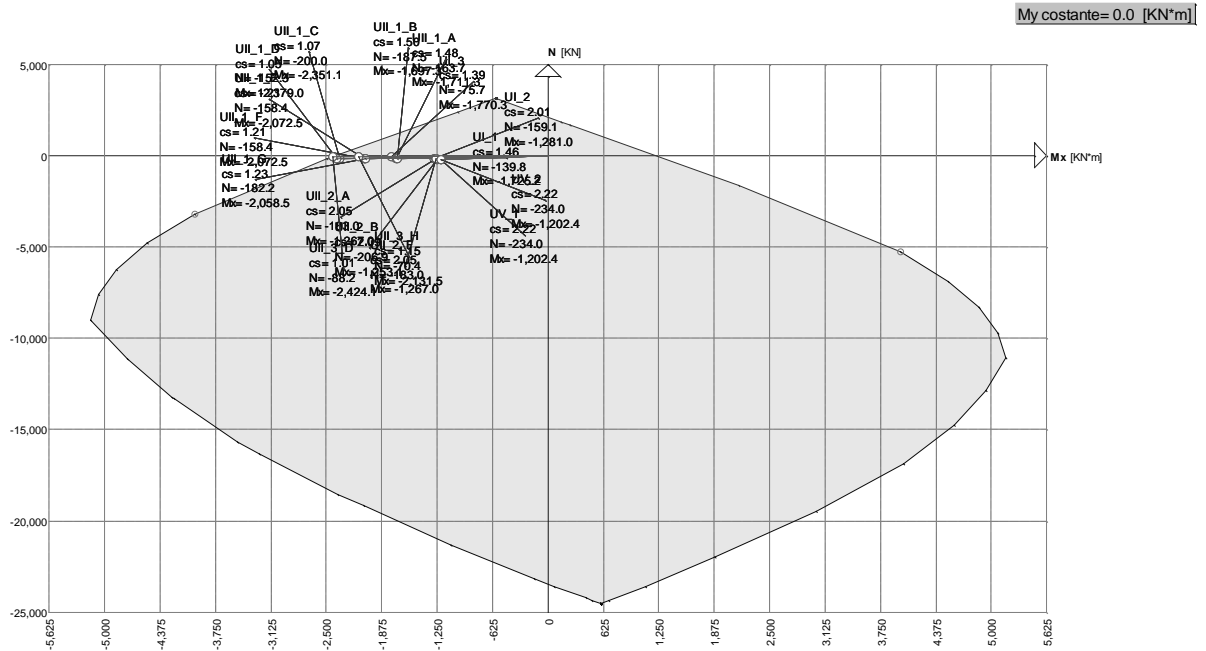


Figura 18 – Diagramma di interazione M-N per la sezione SS-M

Verifica SLE di apertura delle fessure

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cls,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	∅ _{eq}	ε _d · 10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	5309..	250814..	0.0212	208.39	65.00	26.0	0.625	0.50	429.80	0.2687	(<0.4)
2	5309..	250814..	0.0212	205.98	65.00	26.0	0.618	0.50	429.80	0.2656	(<0.4)
3	5309..	250814..	0.0212	266.87	65.00	26.0	0.891	0.50	429.80	0.3829	(<0.4)
4	5309..	250814..	0.0212	271.69	65.00	26.0	0.915	0.50	429.80	0.3932	(<0.4)
5	5309..	250814..	0.0212	242.59	65.00	26.0	0.769	0.50	429.80	0.3307	(<0.4)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

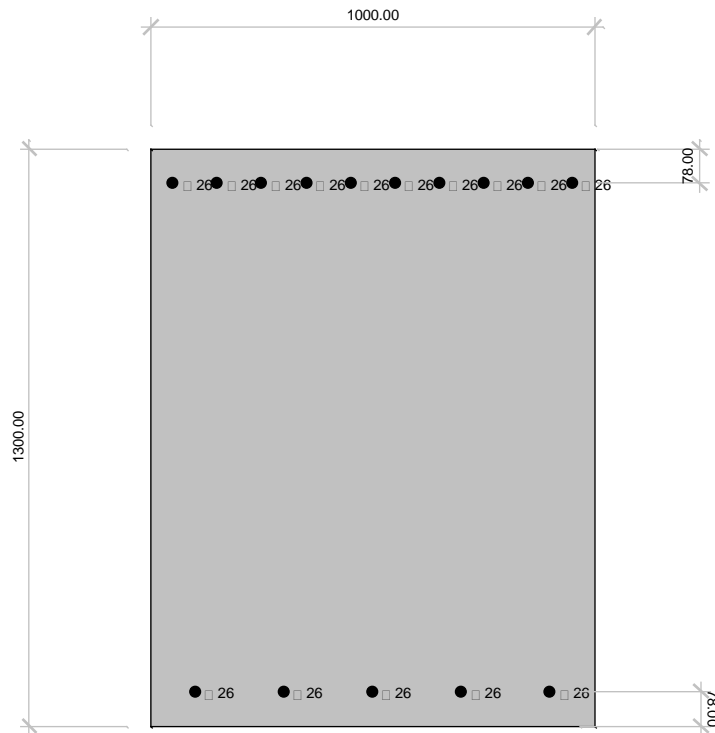
6	5309..	250814..	0.0212	242.59	65.00	26.0	0.769	0.50	429.80	0.3307	(<0.4)
7	5309..	250814..	0.0212	240.18	65.00	26.0	0.757	0.50	429.80	0.3255	(<0.4)
8	5309..	250814..	0.0212	245.01	65.00	26.0	0.781	0.50	429.80	0.3359	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	5309..	250814..	0.0212	207.89	65.00	26.0	0.624	0.50	429.80	0.2681	(<0.3)

5.7.2 Soletta superiore (Sezione all’incastro SS-I)

Si considera una sezione rettangolare di base 1000 mm e altezza 1300 mm armata in zona tesa superiore con 10 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 100mm), distanti 78mm dall’estradosso e con 5 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 200mm), in zona compressa inferiore, distanti 78mm dall’intradosso.



Verifica SLU di presso-flessione

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
------	-------------	---	--------	--------	----	----

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

1	UI_1	-188.9	0.00	0.00	1228.6	0.0
2	UI_2	-208.2	0.00	0.00	985.1	0.0
3	UI_3	-124.8	0.00	0.00	1183.6	0.0
4	UII_1_A	-212.8	0.00	0.00	1325.1	0.0
5	UII_1_B	-236.6	0.00	0.00	1256.5	0.0
6	UII_1_C	-249.1	0.00	0.00	1630.3	0.0
7	UII_1_D	-201.4	0.00	0.00	1602.4	0.0
8	UII_1_E	-207.5	0.00	0.00	1535.0	0.0
9	UII_1_F	-207.5	0.00	0.00	1369.8	0.0
10	UII_1_G	-231.3	0.00	0.00	1466.3	0.0
11	UII_2_A	-232.1	0.00	0.00	1081.7	0.0
12	UII_2_B	-256.0	0.00	0.00	1013.0	0.0
13	UII_2_F	-232.1	0.00	0.00	916.5	0.0
14	UII_3_D	-137.3	0.00	0.00	1557.4	0.0
15	UII_3_H	-119.5	0.00	0.00	1393.4	0.0
16	UV_1	-439.4	0.00	0.00	2287.7	0.0
17	UV_2	-101.4	0.00	0.00	-325.0	0.0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23452.7	-0.0035 (sez)	2077.5	0.01 (arm)
Mx	-1199.8	0.01 (arm)	2398.2	0.01 (arm)
My	-1226.7	0.01 (arm)	1226.7	0.01 (arm)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	UI_1	2.1236	armatura
2	UI_2	2.7315	armatura
3	UI_3	2.1496	armatura
4	UII_1_A	1.9760	armatura
5	UII_1_B	2.1151	armatura
6	UII_1_C	1.5995	armatura
7	UII_1_D	1.6044	armatura
8	UII_1_E	1.6832	armatura
9	UII_1_F	1.9024	armatura
10	UII_1_G	1.7831	armatura
11	UII_2_A	2.4921	armatura
12	UII_2_B	2.7175	armatura
13	UII_2_F	3.0046	armatura
14	UII_3_D	1.6192	armatura
15	UII_3_H	1.8075	armatura
16	UV_1	1.1640	armatura
17	UV_2	4.5050	armatura

Si riporta nella figura sottostante il diagramma di interazione M-N della sezione. Come si può notare tutte le coppie di sollecitazioni M-N sono interne al diagramma e pertanto la verifica a presso-flessione della sezione è soddisfatta.

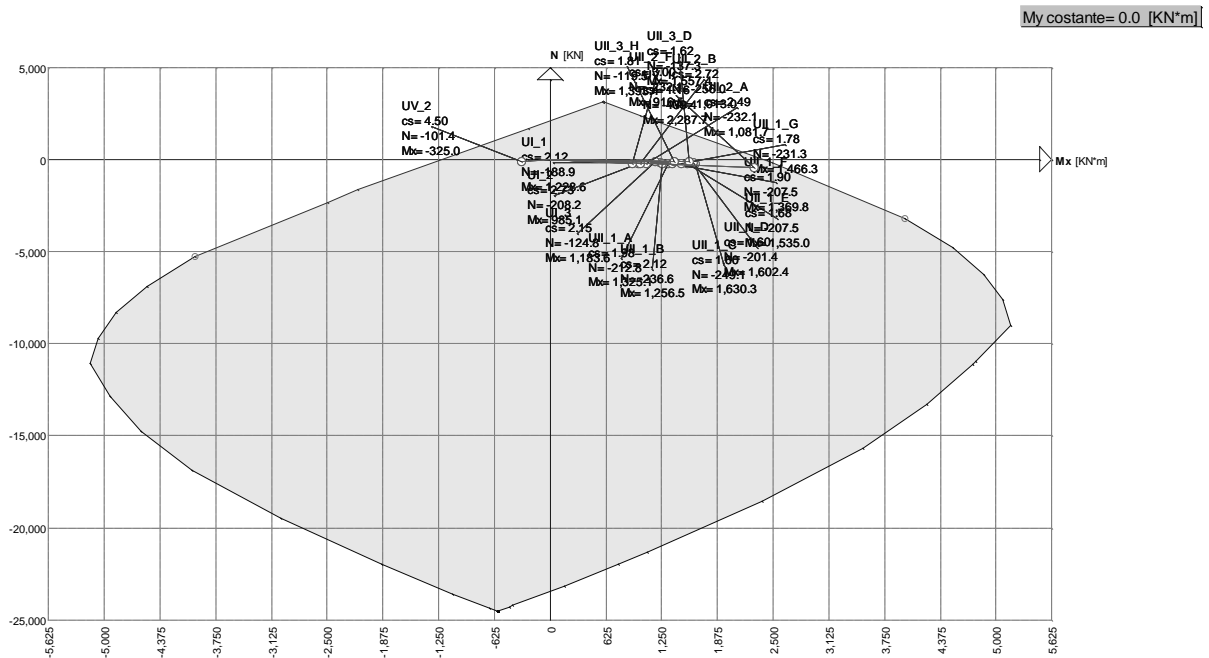


Figura 19 – Diagramma di interazione M-N per la sezione SS-I

Verifica SLU di taglio

Il massimo taglio di progetto nella sezione di verifica, posta a distanza $d=1222\text{mm}$ da filo piedritto (1822mm da asse piedritto) vale $V_{Ed} = 740\text{ kN/m}$ (combinazione UI_1_F). Si verifica a taglio la sezione considerando anche lo sforzo normale concomitante $N_{Ed} = 158\text{kN/m}$ (compressione).

SEZIONE RETTANGOLARE: Base $b_w = 1000\text{ mm}$; Altezza $h = 1300\text{ mm}$.

CALCESTRUZZO

- $f_{ck} = 28.0\text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;
- $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
- $f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 15.9\text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

- $f_{yk} = 450\text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica di snervamento;
- $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391\text{ N/mm}^2$ Tensione di calcolo.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

As = 5310 mm² Armatura tesa; d = 1222 mm distanza da bordo compresso;

SOLLECITAZIONI ESTERNE AGENTI

NEd = 158 kN Sforzo normale (+ = compressione);

VEd = 740 kN Sforzo di taglio.

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO

σ_{cp} = 0.12 N/mm² NEd/A_c Tensione media di compressione (≤ 0,2 f_{cd});

k = 1.40 k = 1 + (200/d)^{1/2} ≤ 2;

v_{min} = 0.308 v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2};

ρ_l = 0.004 rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02);

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d = 496 \text{ kN}$$

$$\geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 399 \text{ kN}$$

V_{Rd} = 496.0 kN < V_{Ed} E' necessario **disporre armatura a taglio**.

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

C_{tg}(θ) = 2.50 Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo 1 ≤ ctg θ ≤ 2,5;

α = 90° Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale 0 < α ≤ 90;

n_{st} = 4 Numero bracci dell'armatura trasversale;

φ_{st} = 20 mm Diametro armatura trasversale;

A_{sw} = 1257 mm² Area armatura trasversale;

s = 1000 mm Interasse armatura trasversale;

α_c = 1.01 Coefficiente maggiorativo;

σ_{cp} = 0.12 N/mm² Tensione media di compressione: NEd/A_c;

f'_{cd} = 7.93 N/mm² Resistenza ridotta di calcolo a compressione: 0,5 f_{cd}.

Resistenza a taglio-trazione

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha = 1352.0 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio-compressione

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 3031.7 \text{ kN}$$

Verifica resistenza a taglio

VRd = 1352.0 kN > VEd Verifica soddisfatta.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a $a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0$
= 1.40 m.

Verifica SLE di apertura delle fessure

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

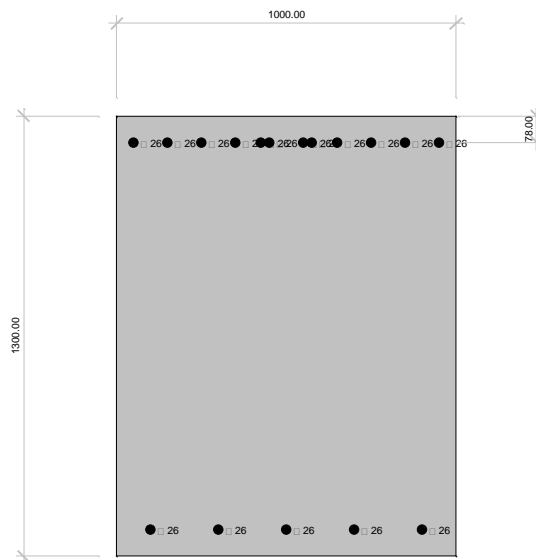
comb	A _{s,eff}	A _{cl,s,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	ϕ _{eq}	ε _d · 10 ³	K ₂	s _{r,max}	w _k	
1	5309..	250814..	0.0212	152.07	65.00	26.0	0.456	0.50	429.80	0.1961	(<0.4)
2	5309..	250814..	0.0212	144.54	65.00	26.0	0.434	0.50	429.80	0.1864	(<0.4)
3	5309..	250814..	0.0212	179.08	65.00	26.0	0.537	0.50	429.80	0.2309	(<0.4)
4	5309..	250814..	0.0212	178.65	65.00	26.0	0.536	0.50	429.80	0.2304	(<0.4)
5	5309..	250814..	0.0212	172.03	65.00	26.0	0.516	0.50	429.80	0.2218	(<0.4)
6	5309..	250814..	0.0212	156.51	65.00	26.0	0.470	0.50	429.80	0.2018	(<0.4)
7	5309..	250814..	0.0212	164.49	65.00	26.0	0.493	0.50	429.80	0.2121	(<0.4)
8	5309..	250814..	0.0212	164.05	65.00	26.0	0.492	0.50	429.80	0.2115	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	A _{s,eff}	A _{cl,s,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	ϕ _{eq}	ε _d · 10 ³	K ₂	s _{r,max}	w _k	
1	5309..	250814..	0.0212	141.56	65.00	26.0	0.425	0.50	429.80	0.1825	(<0.3)

5.7.3 Soletta superiore (Sezione di mezzeria SI-M)

Si considera una sezione rettangolare di base 1000 mm e altezza 1300 mm armata in zona tesa superiore con 12 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 100mm+2 ϕ 26), distanti 78mm dall’estradosso e con 5 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 200mm), in zona compressa inferiore, distanti 78mm dall’intradosso.



Verifica SLU di presso-flessione

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	UI_1	-484.7	0.00	0.00	2128.3	0.0
2	UI_2	-465.4	0.00	0.00	1538.4	0.0
3	UI_3	-386.9	0.00	0.00	2177.1	0.0
4	UII_1_A	-505.6	0.00	0.00	2114.5	0.0
5	UII_1_B	-532.5	0.00	0.00	2100.7	0.0
6	UII_1_C	-520.0	0.00	0.00	2568.3	0.0
7	UII_1_D	-472.2	0.00	0.00	2595.8	0.0
8	UII_1_E	-510.9	0.00	0.00	2562.5	0.0
9	UII_1_F	-516.9	0.00	0.00	2562.5	0.0
10	UII_1_G	-537.8	0.00	0.00	2548.7	0.0
11	UII_2_A	-486.3	0.00	0.00	1524.6	0.0
12	UII_2_B	-513.2	0.00	0.00	1510.8	0.0
13	UII_2_F	-492.2	0.00	0.00	1524.6	0.0
14	UII_3_D	-374.4	0.00	0.00	2644.7	0.0
15	UII_3_H	-392.2	0.00	0.00	2625.1	0.0
16	UV_1	-460.5	0.00	0.00	1498.8	0.0
17	UV_2	-522.0	0.00	0.00	1498.8	0.0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23444.2	-0.0035 (sez)	2077.5	0.01 (arm)
Mx	-1199.6	0.01 (arm)	2853.7	0.01 (arm)
My	-1374.6	-0.0035 (sez)	1374.6	-0.0035 (sez)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	UI_1	1.5087	armatura
2	UI_2	2.1766	armatura
3	UI_3	1.4353	armatura
4	UII_1_A	1.5280	armatura
5	UII_1_B	1.5504	armatura
6	UII_1_C	1.2331	armatura
7	UII_1_D	1.2065	armatura
8	UII_1_E	1.2338	armatura
9	UII_1_F	1.2353	armatura
10	UII_1_G	1.2483	armatura
11	UII_2_A	2.2172	armatura
12	UII_2_B	2.2645	armatura
13	UII_2_F	2.2222	armatura
14	UII_3_D	1.1592	armatura
15	UII_3_H	1.1726	armatura
16	UV_1	2.2401	armatura
17	UV_2	2.2941	armatura

Si riporta nella figura sottostante il diagramma di interazione M-N della sezione. Come si può notare tutte le coppie di sollecitazioni M-N sono interne al diagramma e pertanto la verifica a presso-flessione della sezione è soddisfatta.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

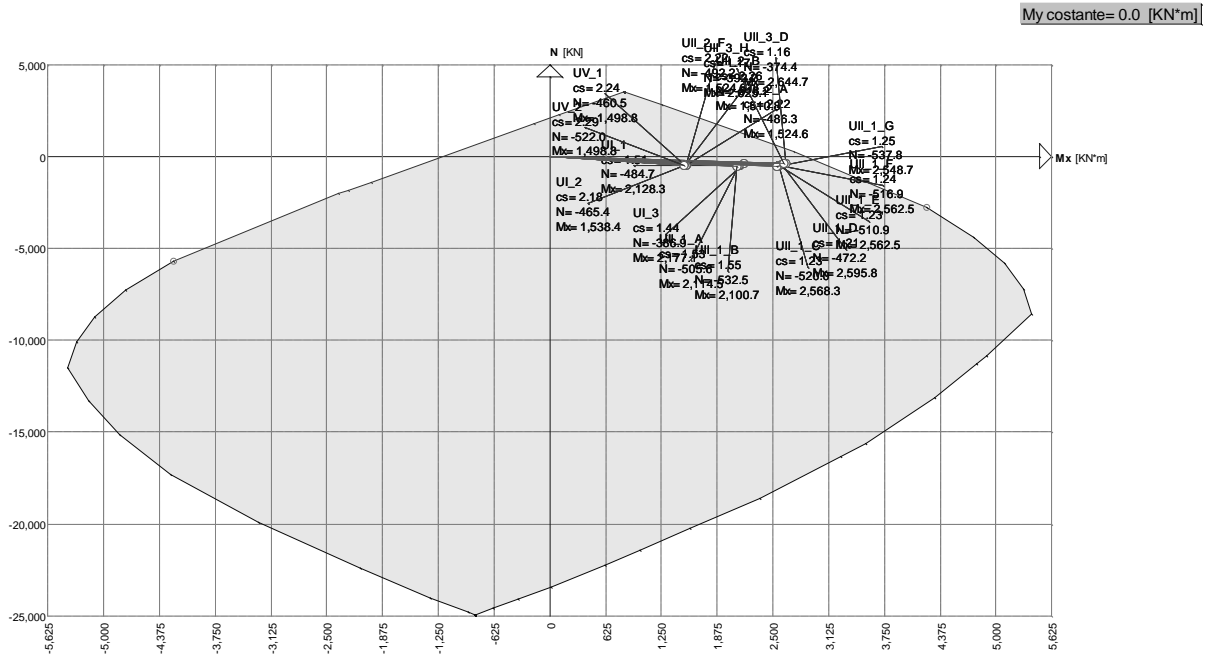


Figura 20 – Diagramma di interazione M-N per la sezione SI-M

Verifica SLE di apertura delle fessure

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	A _{s,eff}	A _{cl,s,eff}	ρ _{eff}	σ _s	c	Ø _{eq}	ε _d · 10 ³	K ₂	s _{r,max}	W _k	
1	6371..	250814..	0.0254	198.21	65.00	26.0	0.605	0.50	395.00	0.2389	(<0.4)
2	6371..	250814..	0.0254	196.14	65.00	26.0	0.594	0.50	395.00	0.2348	(<0.4)
3	6371..	250814..	0.0254	233.44	65.00	26.0	0.781	0.50	395.00	0.3084	(<0.4)
4	6371..	250814..	0.0254	237.38	65.00	26.0	0.801	0.50	395.00	0.3162	(<0.4)
5	6371..	250814..	0.0254	233.32	65.00	26.0	0.780	0.50	395.00	0.3082	(<0.4)
6	6371..	250814..	0.0254	233.10	65.00	26.0	0.779	0.50	395.00	0.3078	(<0.4)
7	6371..	250814..	0.0254	231.24	65.00	26.0	0.770	0.50	395.00	0.3041	(<0.4)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

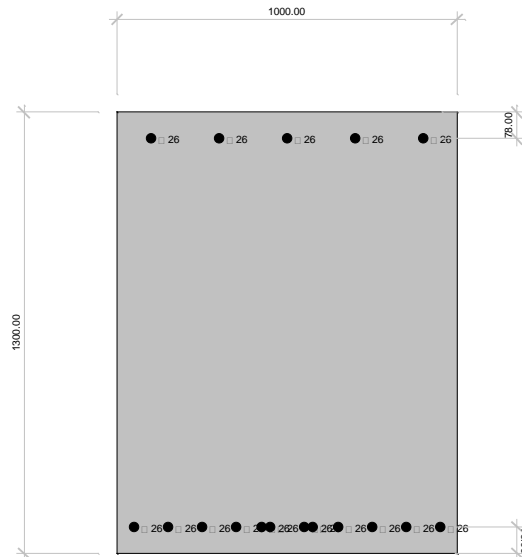
8 6371.. 250814.. 0.0254 235.18 65.00 26.0 0.790 0.50 395.00 0.3119 (<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\delta_d \cdot 10^3$	K_2	$S_{r,max}$	W_k
1	6371..	250814..	0.0254	199.40	65.00	26.0	0.611	0.50	395.00	0.2412 (<0.3)

5.7.4 Soletta inferiore (Sezione all'incastro SI-I)

Si considera una sezione rettangolare di base 1000 mm e altezza 1300 mm armata in zona tesa inferiore con 12 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 100mm + 2 ϕ 26), distanti 78mm dall'intradosso e con 5 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 200mm), in zona compressa superiore, distanti 78mm dall'estradosso.



Verifica SLU di presso-flessione

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	UI_1	-435.6	0.00	0.00	-1861.6	0.0
2	UI_2	-416.3	0.00	0.00	-1457.9	0.0
3	UI_3	-337.8	0.00	0.00	-1811.9	0.0
4	UII_1_A	-505.3	0.00	0.00	-1991.4	0.0
5	UII_1_B	-483.4	0.00	0.00	-1889.7	0.0
6	UII_1_C	-470.9	0.00	0.00	-2159.9	0.0
7	UII_1_D	-423.1	0.00	0.00	-2131.8	0.0

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

8	UII_1_E	-510.6	0.00	0.00	-2317.7	0.0
9	UII_1_F	-419.0	0.00	0.00	-2086.3	0.0
10	UII_1_G	-488.7	0.00	0.00	-2216.1	0.0
11	UII_2_A	-486.0	0.00	0.00	-1587.6	0.0
12	UII_2_B	-464.1	0.00	0.00	-1485.9	0.0
13	UII_2_F	-394.4	0.00	0.00	-1356.2	0.0
14	UII_3_D	-325.3	0.00	0.00	-2082.1	0.0
15	UII_3_H	-343.1	0.00	0.00	-2138.2	0.0
16	UV_1	-929.0	0.00	0.00	-2908.7	0.0
17	UV_2	19.3	0.00	0.00	-12.8	0.0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23444.1	-0.0035 (sez)	2077.5	0.01 (arm)
Mx	-2853.7	0.01 (arm)	1199.6	0.01 (arm)
My	-1394.3	-0.0035 (sez)	1394.9	-0.0035 (sez)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	UI_1	1.7307	sezione
2	UI_2	2.2746	sezione
3	UI_3	1.7327	sezione
4	UII_1_A	1.6357	sezione
5	UII_1_B	1.7257	sezione
6	UII_1_C	1.4786	sezione
7	UII_1_D	1.4823	sezione
8	UII_1_E	1.3797	sezione
9	UII_1_F	1.5165	sezione
10	UII_1_G	1.4431	sezione
11	UII_2_A	2.1134	sezione
12	UII_2_B	2.2662	sezione
13	UII_2_F	2.4525	sezione
14	UII_3_D	1.4838	sezione
15	UII_3_H	1.4481	sezione
16	UV_1	1.1624	sezione
17	UV_2	119.8194	armatura

Si riporta nella figura sottostante il diagramma di interazione M-N della sezione. Come si può notare tutte le coppie di sollecitazioni M-N sono interne al diagramma e pertanto la verifica a presso-flessione della sezione è soddisfatta.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

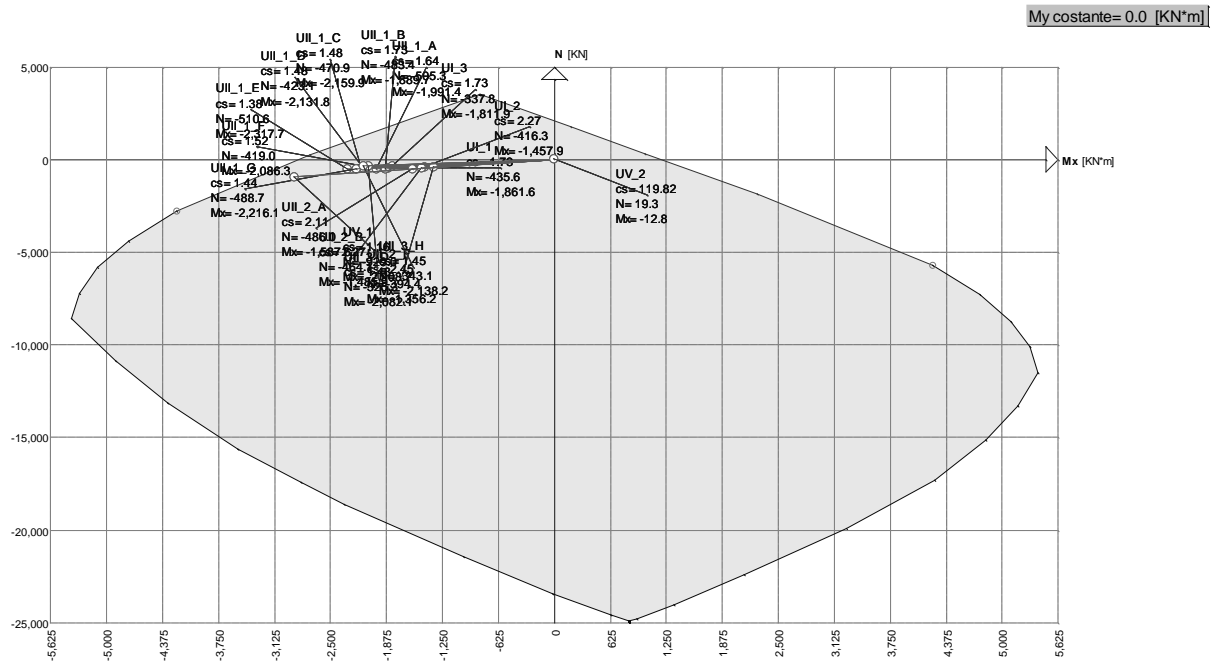


Figura 21 – Diagramma di interazione M-N per la sezione SI-I

Verifica SLU di taglio

Il massimo taglio di progetto nella sezione di verifica, posta a distanza $d=1222\text{mm}$ da filo piedritto (1822mm da asse piedritto) vale $V_{Ed} = 1013 \text{ kN/m}$ (combinazione UII_1_F). Si verifica a taglio la sezione considerando anche lo sforzo normale concomitante $N_{Ed} = 550\text{kN/m}$ (compressione).

SEZIONE RETTANGOLARE: Base $b_w = 1000 \text{ mm}$; Altezza $h = 1300 \text{ mm}$.

CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 28.0 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

$\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

$f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 15.9 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica di snervamento;

$\gamma_s = 1.15$ Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ Tensione di calcolo.

$A_s = 6372 \text{ mm}^2$ Armatura tesa; $d = 1222 \text{ mm}$ distanza da bordo compresso;

SOLLECITAZIONI ESTERNE AGENTI

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

$N_{Ed} = 550 \text{ kN}$ Sforzo normale (+ = compressione);

$V_{Ed} = 1013 \text{ kN}$ Sforzo di taglio.

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO

$\sigma_{cp} = 0.42 \text{ N/mm}^2$ N_{Ed}/A_c Tensione media di compressione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

$k = 1.40$ $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;

$v_{min} = 0.308$ $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$;

$\rho_l = 0.005$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d = 581 \text{ kN}$$

$$\geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 454 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 580.9 \text{ kN} < V_{Ed}$ E' necessario **disporre armatura a taglio**.

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

$\text{ctg}(\theta) = 2.50$ Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$;

$\alpha = 90^\circ$ Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale $0 < \alpha \leq 90$;

$n_{st} = 4$ Numero bracci dell'armatura trasversale;

$\phi_{st} = 20 \text{ mm}$ Diametro armatura trasversale;

$A_{sw} = 1257 \text{ mm}^2$ Area armatura trasversale;

$s = 1000 \text{ mm}$ Interasse armatura trasversale;

$\alpha_c = 1.03$ Coefficiente maggiorativo;

$\sigma_{cp} = 0.42 \text{ N/mm}^2$ Tensione media di compressione: N_{Ed}/A_c ;

$f'_{cd} = 7.93 \text{ N/mm}^2$ Resistenza ridotta di calcolo a compressione: $0,5 f_{cd}$.

Resistenza a taglio-trazione

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha = 1352.0 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio-compressione

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 3088.9 \text{ kN}$$

Verifica resistenza a taglio

$V_{Rd} = 1352.0 \text{ kN} > V_{Ed}$ Verifica soddisfatta.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a $a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 = 1.40 \text{ m}$.

Verifica SLE di apertura delle fessure

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

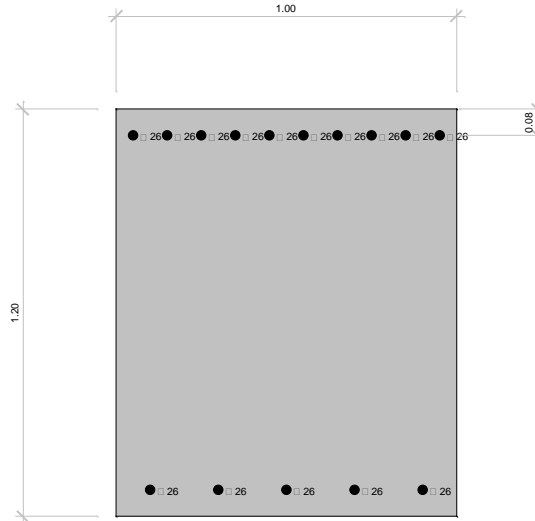
comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	6371..	250814..	0.0254	183.36	65.00	26.0	0.550	0.50	395.00	0.2173	(<0.4)
2	6371..	250814..	0.0254	176.16	65.00	26.0	0.528	0.50	395.00	0.2088	(<0.4)
3	6371..	250814..	0.0254	197.91	65.00	26.0	0.611	0.50	395.00	0.2415	(<0.4)
4	6371..	250814..	0.0254	197.46	65.00	26.0	0.609	0.50	395.00	0.2406	(<0.4)
5	6371..	250814..	0.0254	208.87	65.00	26.0	0.666	0.50	395.00	0.2632	(<0.4)
6	6371..	250814..	0.0254	194.03	65.00	26.0	0.592	0.50	395.00	0.2338	(<0.4)
7	6371..	250814..	0.0254	201.67	65.00	26.0	0.630	0.50	395.00	0.2489	(<0.4)
8	6371..	250814..	0.0254	201.23	65.00	26.0	0.628	0.50	395.00	0.2481	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	6371..	250814..	0.0254	174.73	65.00	26.0	0.524	0.50	395.00	0.2071	(<0.3)

5.7.1 Piedritti (Sezione all’incastro superiore PI-S)

Si considera una sezione rettangolare di base 1000 mm e altezza 1200 mm armata in zona tesa con 10 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 100mm), distanti 78mm dalla faccia esterna e con 5 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 200mm), in zona compressa, distanti 78mm dalla faccia interna.



Verifica SLU di presso-flessione

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	UI_1	-734.3	0.00	0.00	1228.6	0.0
2	UI_2	-543.9	0.00	0.00	985.1	0.0
3	UI_3	-734.3	0.00	0.00	1183.6	0.0
4	UII_1_A	-722.8	0.00	0.00	1159.9	0.0
5	UII_1_B	-734.3	0.00	0.00	1256.5	0.0
6	UII_1_C	-940.5	0.00	0.00	1630.3	0.0
7	UII_1_D	-940.5	0.00	0.00	1602.4	0.0
8	UII_1_E	-1012.3	0.00	0.00	1442.2	0.0
9	UII_1_F	-1035.2	0.00	0.00	1607.4	0.0
10	UII_1_G	-1023.7	0.00	0.00	1538.7	0.0
11	UII_2_A	-532.5	0.00	0.00	916.5	0.0
12	UII_2_B	-543.9	0.00	0.00	1013.0	0.0
13	UII_2_F	-555.3	0.00	0.00	1081.7	0.0
14	UII_3_D	-940.5	0.00	0.00	1557.4	0.0
15	UII_3_H	-1023.7	0.00	0.00	1465.8	0.0
16	UV_1	-363.1	0.00	0.00	-325.0	0.0
17	UV_2	-724.7	0.00	0.00	2287.7	0.0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-21811.0	-0.0035 (sez)	2077.5	0.01 (arm)
Mx	-1100.3	0.01 (arm)	2198.4	0.01 (arm)
My	-1226.0	0.01 (arm)	1226.0	0.01 (arm)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	UI_1	2.4505	armatura
2	UI_2	2.9724	armatura
3	UI_3	2.5800	armatura
4	UII_1_A	2.6371	armatura
5	UII_1_B	2.3766	armatura
6	UII_1_C	1.8233	armatura
7	UII_1_D	1.8664	armatura
8	UII_1_E	2.2313	armatura
9	UII_1_F	1.9283	armatura
10	UII_1_G	2.0420	armatura
11	UII_2_A	3.2516	armatura
12	UII_2_B	2.8645	armatura
13	UII_2_F	2.6456	armatura
14	UII_3_D	1.9406	armatura
15	UII_3_H	2.1903	armatura
16	UV_1	7.6561	sezione
17	UV_2	1.1214	armatura

Si riporta nella figura sottostante il diagramma di interazione M-N della sezione. Come si può notare tutte le coppie di sollecitazioni M-N sono interne al diagramma e pertanto la verifica a presso-flessione della sezione è soddisfatta.

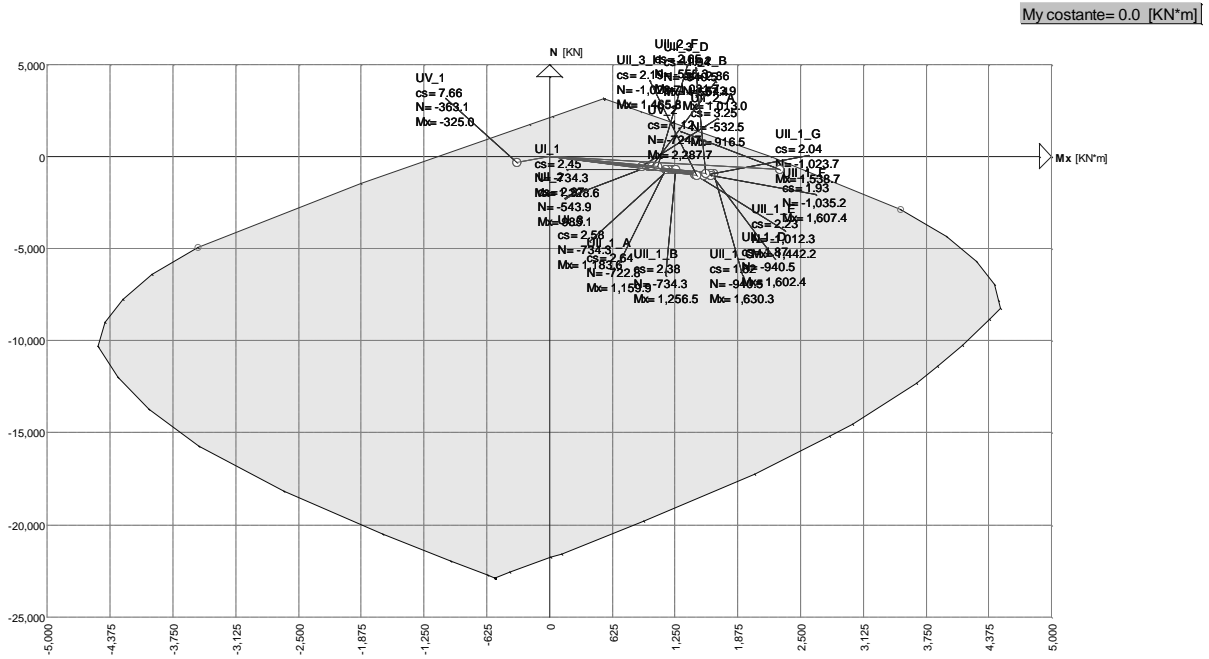


Figura 22 – Diagramma di interazione M-N per la sezione PI-S

Verifica SLU di taglio

Il massimo taglio di progetto nella sezione di verifica, posta a distanza $d=1122\text{mm}$ da filo soletta (1772mm da asse soletta) vale $V_{Ed} = 400\text{ kN/m}$ (combinazione UV_2). Si verifica a taglio la sezione considerando anche lo sforzo normale concomitante $N_{Ed} = 778\text{kN/m}$ (compressione).

SEZIONE RETTANGOLARE: Base $b_w = 1000\text{ mm}$; Altezza $h = 1200\text{ mm}$.

CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 28.0\text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;
 $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
 $f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 15.9\text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450\text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica di snervamento;
 $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;
 $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391\text{ N/mm}^2$ Tensione di calcolo.

$A_s = 5310\text{ mm}^2$ Armatura tesa; $d = 1122\text{ mm}$ distanza da bordo compresso;

SOLLECITAZIONI ESTERNE AGENTI

NEd = 778 kN Sforzo normale (+ = compressione);

VEd = 400 kN Sforzo di taglio.

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO

$\sigma_{cp} = 0.65 \text{ N/mm}^2$ NEd/Ac Tensione media di compressione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

$k = 1.42$ $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;

$v_{min} = 0.314$ $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{-1/2}$;

$\rho_l = 0.005$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d = 562 \text{ kN}$$

$$\geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 462 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 562.2 \text{ kN} > V_{Ed}$ Verifica soddisfatta senza armatura a taglio.

Verifica SLE di apertura delle fessure

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

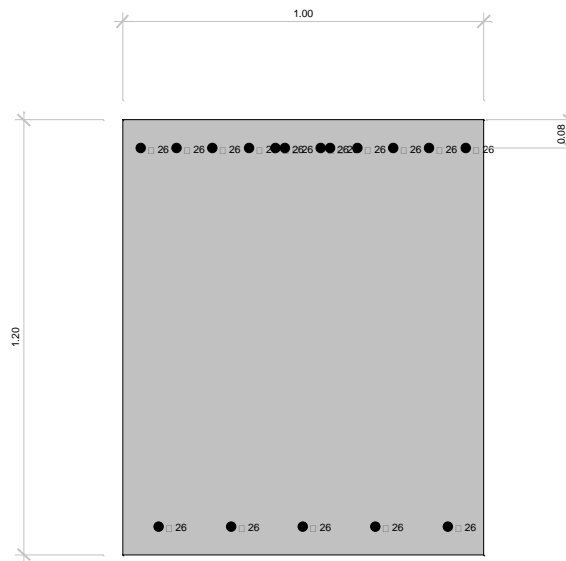
comb	$A_{s,eff}$	$A_{c1s,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k	
1	6371..	250814..	0.0254	183.36	65.00	26.0	0.550	0.50	395.00	0.2173	(<0.4)
2	6371..	250814..	0.0254	176.16	65.00	26.0	0.528	0.50	395.00	0.2088	(<0.4)
3	6371..	250814..	0.0254	197.91	65.00	26.0	0.611	0.50	395.00	0.2415	(<0.4)
4	6371..	250814..	0.0254	197.46	65.00	26.0	0.609	0.50	395.00	0.2406	(<0.4)
5	6371..	250814..	0.0254	208.87	65.00	26.0	0.666	0.50	395.00	0.2632	(<0.4)
6	6371..	250814..	0.0254	194.03	65.00	26.0	0.592	0.50	395.00	0.2338	(<0.4)
7	6371..	250814..	0.0254	201.67	65.00	26.0	0.630	0.50	395.00	0.2489	(<0.4)
8	6371..	250814..	0.0254	201.23	65.00	26.0	0.628	0.50	395.00	0.2481	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	6371..	250814..	0.0254	174.73	65.00	26.0	0.524	0.50	395.00	0.2071	(<0.3)

5.7.1 Piedritti (Sezione all'incastro superiore PI-I)

Si considera una sezione rettangolare di base 1000 mm e altezza 1200 mm armata in zona tesa con 12 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 100mm + 2 ϕ 26), distanti 78mm dalla faccia esterna e con 5 ϕ 26 mm (1 ϕ 26 / 200mm), in zona compressa, distanti 78mm dalla faccia interna.



Verifica SLU di presso-flessione

Sollecitazioni di progetto

Comb	Descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	UI_1	-1070.4	0.00	0.00	1861.6	0.0
2	UI_2	-792.9	0.00	0.00	1457.9	0.0
3	UI_3	-1070.4	0.00	0.00	1811.9	0.0
4	UII_1_A	-1059.0	0.00	0.00	1991.4	0.0
5	UII_1_B	-1070.4	0.00	0.00	1889.7	0.0
6	UII_1_C	-1276.6	0.00	0.00	2159.9	0.0
7	UII_1_D	-1276.6	0.00	0.00	2131.8	0.0
8	UII_1_E	-1348.5	0.00	0.00	2317.7	0.0
9	UII_1_F	-1371.3	0.00	0.00	2086.3	0.0
10	UII_1_G	-1359.9	0.00	0.00	2216.1	0.0
11	UII_2_A	-781.5	0.00	0.00	1587.6	0.0
12	UII_2_B	-792.9	0.00	0.00	1485.9	0.0
13	UII_2_F	-804.3	0.00	0.00	1356.2	0.0

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

14	UII_3_D	-1276.6	0.00	0.00	2082.1	0.0
15	UII_3_H	-1359.9	0.00	0.00	2138.2	0.0
16	UV_1	-612.1	0.00	0.00	2908.7	0.0
17	UV_2	-973.7	0.00	0.00	12.8	0.0

Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-21802.9	-0.0035 (sez)	2077.5	0.01 (arm)
Mx	-1100.0	0.01 (arm)	2603.0	0.01 (arm)
My	-1374.9	-0.0035 (sez)	1374.9	-0.0035 (sez)

Verifiche

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	UI_1	1.8882	armatura
2	UI_2	2.3663	armatura
3	UI_3	1.9589	armatura
4	UII_1_A	1.7199	armatura
5	UII_1_B	1.8505	armatura
6	UII_1_C	1.6435	armatura
7	UII_1_D	1.6732	armatura
8	UII_1_E	1.5230	armatura
9	UII_1_F	1.7739	armatura
10	UII_1_G	1.6245	armatura
11	UII_2_A	2.1078	armatura
12	UII_2_B	2.3074	armatura
13	UII_2_F	2.6208	armatura
14	UII_3_D	1.7285	armatura
15	UII_3_H	1.7075	armatura
16	UV_1	0.9888	armatura (*)
17	UV_2	21.7804	sezione

(*) Si ritiene comunque soddisfatta la verifica, considerato che si tratta di una combinazione sismica e che i momenti sono quelli agenti in asse al modello unifilare, non a filo solette. Nelle combinazioni SLU fondamentali i coefficienti di sicurezza sono abbondantemente superiori all'unità.

Si riporta nella figura sottostante il diagramma di interazione M-N della sezione.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

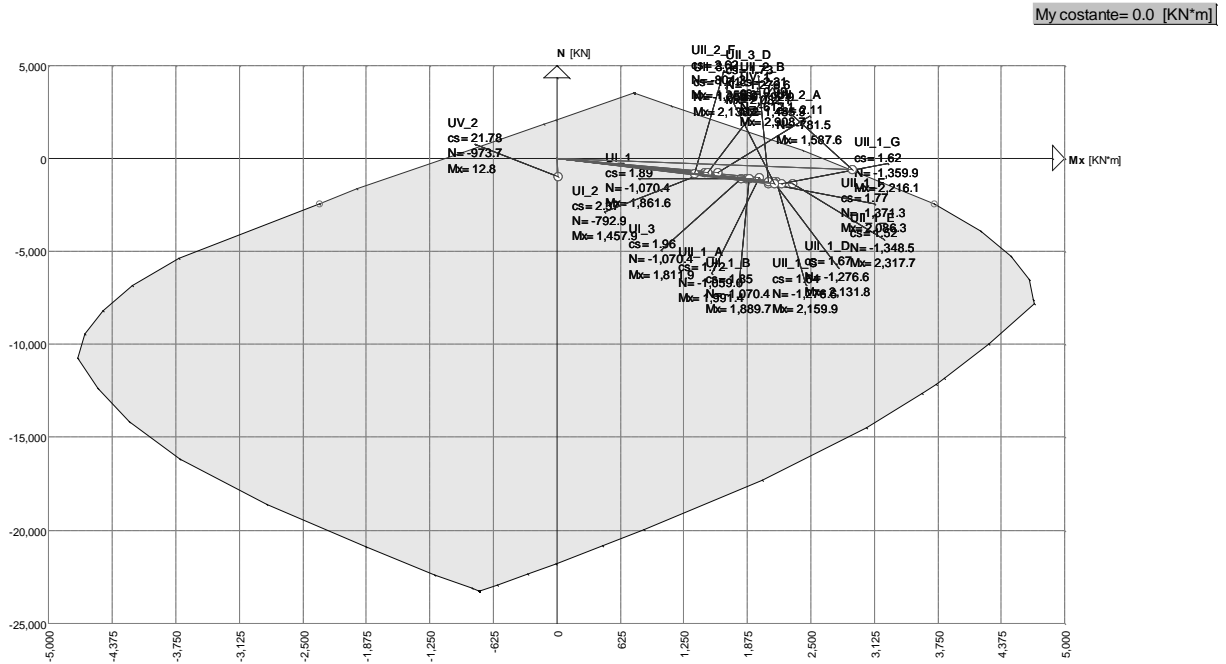


Figura 23 – Diagramma di interazione M-N per la sezione PI-I

Verifica SLU di taglio

Il massimo taglio di progetto nella sezione di verifica, posta a distanza $d=1122\text{mm}$ da filo soletta (1772mm da asse soletta) vale $V_{Ed} = 715 \text{ kN/m}$ (combinazione UV_1). Si verifica a taglio la sezione considerando anche lo sforzo normale concomitante $N_{Ed} = 560\text{kN/m}$ (compressione).

SEZIONE RETTANGOLARE: Base $b_w = 1000 \text{ mm}$; Altezza $h = 1200 \text{ mm}$.

CALCESTRUZZO

$f_{ck} = 28.0 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica cilindrica a compressione;
 $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;
 $f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 15.9 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione.

ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ Tensione caratteristica di snervamento;
 $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;
 $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ Tensione di calcolo.

$A_s = 6372 \text{ mm}^2$ Armatura tesa; $d = 1122 \text{ mm}$ distanza da bordo compresso;

SOLLECITAZIONI ESTERNE AGENTI

NEd = 560 kN Sforzo normale (+ = compressione);

VEd = 715 kN Sforzo di taglio.

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO

$\sigma_{cp} = 0.47 \text{ N/mm}^2$ NEd/Ac Tensione media di compressione ($\leq 0,2 \text{ fcd}$);

$k = 1.42$ $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;

$v_{min} = 0.314$ $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$;

$\rho_l = 0.006$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d = 560 \text{ kN}$$

$$\geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 431 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 560.1 \text{ kN} < V_{Ed}$ E' necessario disporre armatura a taglio.

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

$\text{ctg}(\theta) = 2.50$ Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$;

$\alpha = 90^\circ$ Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale $0 < \alpha \leq 90$;

$n_{st} = 6$ Numero bracci dell'armatura trasversale;

$\phi_{st} = 16 \text{ mm}$ Diametro armatura trasversale;

$A_{sw} = 1206 \text{ mm}^2$ Area armatura trasversale;

$s = 1000 \text{ mm}$ Interasse armatura trasversale;

$\alpha_c = 1.03$ Coefficiente maggiorativo;

$\sigma_{cp} = 0.47 \text{ N/mm}^2$ Tensione media di compressione: NEd/Ac;

$f'_{cd} = 7.93 \text{ N/mm}^2$ Resistenza ridotta di calcolo a compressione: $0,5 \text{ fcd}$.

Resistenza a taglio-trazione

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha = 1191.7 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio-compressione

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 2843.7 \text{ kN}$$

Verifica resistenza a taglio

$V_{Rd} = 1191.7 \text{ kN} > V_{Ed}$ Verifica soddisfatta.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a $a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 = 1.30 \text{ m}$.

Verifica SLE di apertura delle fessure

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	6371..	250814..	0.0254	175.07	65.00	26.0	0.525	0.50	395.00	0.2075	(<0.4)
2	6371..	250814..	0.0254	166.00	65.00	26.0	0.498	0.50	395.00	0.1967	(<0.4)
3	6371..	250814..	0.0254	181.87	65.00	26.0	0.546	0.50	395.00	0.2155	(<0.4)
4	6371..	250814..	0.0254	179.48	65.00	26.0	0.538	0.50	395.00	0.2127	(<0.4)
5	6371..	250814..	0.0254	192.82	65.00	26.0	0.578	0.50	395.00	0.2285	(<0.4)
6	6371..	250814..	0.0254	172.35	65.00	26.0	0.517	0.50	395.00	0.2042	(<0.4)
7	6371..	250814..	0.0254	183.77	65.00	26.0	0.551	0.50	395.00	0.2178	(<0.4)
8	6371..	250814..	0.0254	181.38	65.00	26.0	0.544	0.50	395.00	0.2149	(<0.4)

Combinazioni quasi permanenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	\varnothing_{eq}	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	6371..	250814..	0.0254	162.71	65.00	26.0	0.488	0.50	395.00	0.1928	(<0.3)

5.8 Giudizio sull'accettabilità dei risultati

Per il giudizio sull'accettabilità dei risultati si considera la soletta superiore separata dal resto della struttura.

Essa può essere schematizzata come una trave di larghezza unitaria vincolata alle estremità con delle mole rotazionali che simulano la rigidezza della sottostruttura.

Per effetto di un carico uniformemente distribuito i momenti all'incastro e in mezzeria dovranno variare fra i seguenti range:

$$M_{\text{incastro max}} = -1/12 q L^2$$

$$M_{\text{mezzeria max}} = 1/8 q L^2$$

$$M_{\text{mezzeria min}} = 1/24 q L^2$$

$$M_{\text{incastro}} + M_{\text{mezzeria}} = 1/8 q L^2$$

Se consideriamo il solo carico verticale $q_{1k} = 9\text{kN/m}$ distribuito uniformemente sulla soletta avente luce di calcolo $L = 13,25 + 1,2 = 14,45\text{m}$, si ottiene:

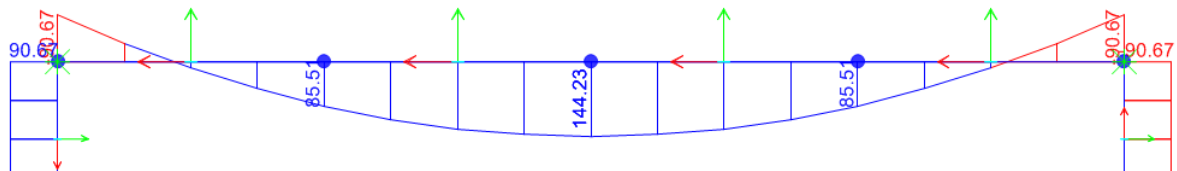
$$M_{\text{incastro max}} = -1/12 q L^2 = -156,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mezzeria max}} = 1/8 q L^2 = + 234,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mezzeria min}} = 1/24 q L^2 = + 78,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{incastro}} + M_{\text{mezzeria}} = 1/8 q L^2 = + 234,9 \text{ kNm}$$

Il modello per il solo carico verticale $q_{1k} = 9\text{kN/m}$ distribuito uniformemente sulla soletta fornisce il seguente diagramma dei momenti flettenti, dal quale si osserva:



$$M_{\text{incastro}} = -90,7 \text{ kNm} < -156,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mezzeria}} = + 144,2 \text{ kNm} < + 234,9 \text{ kNm} \quad (> 78,3 \text{ kNm})$$

$$M_{\text{incastro}} + M_{\text{mezzeria}} = 90,7 + 144,2 = 234,9 \text{ kNm}$$

Verifica soddisfatta.

6 MURI DI IMBOCCO

Per il dimensionamento e la verifica dei muri è stato utilizzato uno specifico programma, elaborato da Technital S.p.A.. Il programma effettua per la condizione statica e per quella sismica le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio previste dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

6.1 ANALISI DEI CARICHI

6.1.1 Peso proprio

Per il peso proprio del muro di sostegno si considera il peso specifico del calcestruzzo armato pari a

$$G_C = 25 \text{ kN/m}^3$$

Tale peso specifico è applicato anche all’eventuale rivestimento non strutturale del paramento anteriore del muro.

6.1.2 Peso del terreno portato

Il peso specifico del terreno portato è stato assunto pari a $G_T = 19 \text{ kN/m}^3$.

6.1.3 Spinta delle terre

I muri si considerano soggetti ad uno stato di spinta attiva ed il coefficiente di spinta viene calcolato facendo riferimento alla teoria di Coulomb:

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta)} \quad \text{se } \beta > \phi$$

dove, con riferimento alla Figura 25, si definisce:

ϕ = angolo di attrito del terreno;

β = inclinazione terrapieno di monte rispetto all’orizzontale;

δ = angolo di attrito terreno-muro (assunto pari a 0 per i muri di sostegno e pari a $2/3\phi$ per i muri sottoscarpa. Tale criterio si ispira alla teoria di Rankine che prevede, appunto, spinta

orizzontale nei muri di sostegno ($\delta = 0$) e spinta parallela al terrapieno inclinato per i muri sottoscarpa);

ψ = inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale.

6.1.4 Spinta dovuta a sovraccarichi

A tergo dei muri di sostegno ($\beta = 0$) è stato considerato un carico accidentale di intensità pari a $P_0 = 20\text{kN/m}^2$. Tale carico non è stato considerato come carico stabilizzante sulla suola di fondazione in quanto si assume che questo possa agire fino al filo posteriore del plinto (Figura 24).

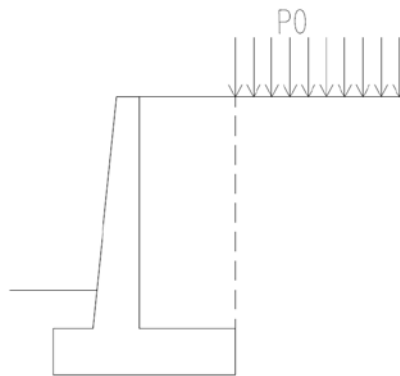


Figura 24 - Applicazione del sovraccarico accidentale

In concomitanza con l'evento sismico non si considera la presenza del sovraccarico variabile. Per i muri con terrapieno inclinato ($\beta > 0$) non si considera la presenza di sovraccarico accidentale in quanto si considera la scarpata illimitata.

6.1.5 Azione sismica

Per i muri, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, l'analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudostatica considerando l'equilibrio limite dell'opera di sostegno e del cuneo di terreno a tergo dell'opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni compressive degli effetti sismici;
- Le forze d'inerzia agenti sulla massa del muro, dell'eventuale rivestimento e del terreno portato.

Il modello base è costituito dall’opera di sostegno, dal terreno sostenuto in condizione di stato limite di equilibrio attivo, da eventuali sovraccarichi permanenti agenti sul terreno a tergo e, per muri con suola di fondazione posteriore, dalla massa del terreno portato.

L’inerzia del muro e del terreno portato è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, sono valutati con le seguenti formule:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove:

- $a_{\max} = 0,30 g$ è l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g = 9,81 m/s^2$ è l’accelerazione di gravità
- $\beta_m = 0,31$ è un coefficiente riduttivo dell’azione sismica che assume i valori riportati nella tabella 7.11.II delle NTC (nel caso di opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario).

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

I coefficienti sismici orizzontali e verticali assumono di conseguenza i valori:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = 0,093$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,0465$$

Le forze d’inerzia orizzontali e verticali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_o = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

dove W è il peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

Per quanto riguarda la spinta del terreno (statica + sismica) si fa riferimento all'EC8 – part 5, Annesso E.

La spinta totale agente sotto l'azione sismica sull'opera dovuta al terreno e all'eventuale acqua a tergo del muro è valutata con la formula:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con

H altezza totale del muro

E_{ws} spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} spinta idrodinamica dell'acqua

γ^* peso specifico del terreno

k_v coefficiente sismico verticale

K coefficiente di spinta (statico + dinamico) del terreno valutato con la formulazione proposta da Mononobe e Okabe.

Coefficienti di spinta statica + dinamica secondo Mononobe e Okabe

Coefficiente di spinta attiva ($\delta_d, \max = 2/3 \phi'_d$)

if $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

if $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

Coefficiente di spinta passiva ($\delta = 0$)

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

Per la notazione dei simboli utilizzati si veda la figura seguente.

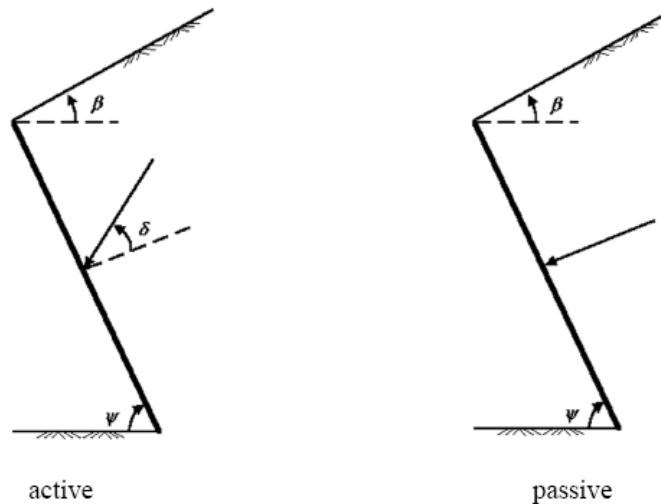


Figura 25 - Notazione utilizzata nella formulazione di Mononobe e Okabe

Per il calcolo dell'angolo θ si fa riferimento all'Annesso E dell'Ec8 – parte 5, che contempla i tre possibili casi sotto riportati:

a) livello di falda al di sotto della struttura di sostegno:

$$\gamma^* = \gamma$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

b) terreno immerso impermeabile in condizioni dinamiche:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

dove γ peso di volume del terreno saturo
 γ_w peso di volume dell'acqua

c) terreno immerso permeabile in condizioni dinamiche:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$$

Dove:

γ_d è il peso asciutto del terreno

H' è l'altezza della falda dalla base del muro.

Nel caso di opere di sostegno libere di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

Nel caso delle opere in esame il livello di falda si trova al di sotto dell'opera, pertanto si rientra nel punto a).

La spinta è applicata ad H/3 dalla base della fondazione.

I valori dei parametri sismici assunti nei calcoli sono riassunti nella tabella seguente:

parametro	formula o riferimento	valore
β_m	rif. Tabella 7.11.II delle NTC	0,31

a_{max}	$S_S * S_T * a_g$	0,30 g
kh	$\beta_m \times \frac{a_{max}}{g}$	0,093
kv	$\pm 0.5 kh$	$\pm 0,0465$

6.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.2.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza (SLU) sono state condotte in ottemperanza al DM 14/01/2008, adottando l’Approccio 1 o l’Approccio 2, con le precisazioni indicate nel seguito.

Per le **verifiche strutturali (STR)** si è utilizzata la Combinazione 1 dell’Approccio 1: (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni sono amplificate attraverso i coefficienti A1 della tabella 6.2.I.

Lo stato limite di **ribaltamento** non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come lo stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni riportati nella tabella 6.2.I e adottando i coefficienti parziali del gruppo M2 (tabella 6.2.II) per il calcolo delle spinte (EQU+M2).

La verifica dello stato limite di **scorrimento** è svolta per entrambe le combinazioni dell’Approccio 1: (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

Infine per la verifica della **capacità portante (GEO)** si è fatto riferimento alla Combinazione dell’approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono quelli caratteristici, il coefficiente globale γ_R sulla resistenza del sistema (R3) è pari a 1,4 e le azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo A1.

In aggiunta, come richiesto in fase di validazione del progetto, sarà riportata anche la verifica della capacità portante considerando la Combinazione 2 dell’Approccio 1.

Qui di seguito si riporta una tabella che sintetizza le combinazioni considerate per le diverse verifiche di sicurezza agli SLU:

Verifica	Combinazione	Note/Riferimenti
Strutturale	Approccio 1: Combinazione 1 (A1+M1+R1)	Coeff. A1 da tabella 6.2.I in esercizio e A1 unitari in sismica. Coeff. M1 e R1 unitari.
Ribaltamento	EQU + M2	Coeff. EQU da tabella 6.2.I; Coeff. M2 per il calcolo delle spinte del terreno (anche in combinazione sismica).
Scorrimento	Approccio 1:	Si considerano entrambe le combinazioni

Verifica	Combinazione	Note/Riferimenti
	Combinazione 1 (A1+M1+R1) Combinazione 2 (A2+M2+R2)	dell’approccio 1. In sismica si considera solo la combinazione 2 (più gravosa).
Capacità portante*	Approccio 2: Combinazione (A1+M1+R3)	Coeff. A1 da tabella 6.2.I; Coeff. M1 unitari e coeff. R3 = 1,4 come indicato in tabella 6.5.I.

* In aggiunta si riporterà anche la verifica della capacità portante nella combinazione 2 dell’Approccio 1.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Con riferimento al D.M. 14/01/2008 – par. 2.5.3 e Circolare 2-febbraio-2009, par. C.6.5.3.1.1, si riportano i coefficienti di partecipazione delle azioni adottati nelle verifiche:

	COMBINAZIONE	Peso proprio	Spinta del terreno	Spinta del sovraccarico (1)	Sisma
Verifiche strutturali (Approccio 1- Combinazione 1)	STR 01	1.00	1.30	1.50	0.00
	STR 02	1.30	1.30	1.50	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	1.00
Ribaltamento (EQU+M2)	EQU 01	0.90	1.10	1.50	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	1.00
Capacità portante (Approccio 2) (2)	STR 02	1.30	1.30	1.50	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	1.00
Scorrimento (Approccio 1)	STR 01	1.00	1.30	1.50	0.00
	GEO 01	1.00	1.00	1.30	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	1.00

(1) per i soli muri di sostegno

(2) in aggiunta si considera anche la Combinazione 2 dell'Approccio 1

Nelle combinazioni sismiche (SIS 01 e SIS 02), per il terreno spingente la spinta è determinata considerando sempre le caratteristiche geotecniche del terreno ridotte con i coefficienti M2; mentre per il terreno di fondazione si considerano i parametri geotecnici interi o ridotti a seconda dello stato limite analizzato.

6.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Nelle combinazioni agli SLE i valori delle proprietà meccaniche del terreno da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici ed i coefficienti parziali sulle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente:

COMBINAZIONE	Peso proprio	Spinta del terreno	Spinta del sovraccarico	Sisma
FREQ (frequente)	1.00	1.00	0.75	0.00
QPERM (quasi permanente)	1.00	1.00	0.00	0.00

6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

6.3.1 Verifiche geotecniche (GEO) e di equilibrio (EQU)

Verifica allo scorrimento

Per la verifica allo scorrimento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \operatorname{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s = angolo di attrito tra fondazione e terreno

Nei casi in esame si è assunto $\delta_s = \phi$.

Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = M_{stab} \geq E_d = M_{rib}$$

dove M_{stab} e M_{rib} sono rispettivamente i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti valutati rispetto allo spigolo di valle del plinto di fondazione.

Verifica a carico limite

Il valore del carico limite per una fondazione superficiale secondo la formula di Brinch-Hansen è dato da:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c b_c d_c + s q q D N_q i_q b_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma d_\gamma$$

in cui:

c = valore della coesione

q = valore del sovraccarico

γ = peso specifico del terreno

N_c, N_q, N_γ = fattori adimensionali di portanza (Vesic):

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \tan(\phi))}$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma, pari a 1 per fondazione nastriforme (Terzaghi)

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'effetto di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_q = (1 - H / N)^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_\gamma = (1 - H / N)^{m+1}$$

$m = 2$ per fondazione nastriforme.

H = componente orizzontale del carico;

N = componente assiale del carico;

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$b_c = 1 - \alpha D / 147$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha D \times \tan(\phi))^2$$

αD = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per la profondità del piano di fondazione:

$$d_c = 1 + 0,4 k$$

$$d_q = 1 + 2 k \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

$$d\gamma = 1,0$$

$$k = D/B \text{ se } D/B \leq 1 \text{ oppure } \arctan(D/B) \text{ (in radianti) se } D/B > 1;$$

Dove B = larghezza fondazione; D = profondità della fondazione.

Il valore del carico limite Q_{lim} per lunghezza unitaria di fondazione si ottiene come

$$Q_{lim} = q_{lim} \times B'$$

Dove B' = B – 2e con B = larghezza fondazione; e = eccentricità del carico.

6.3.2 Verifiche strutturali (STR)

Verifica al taglio

La verifica di resistenza di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

dè l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione della sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

Verifica a presso-flessione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa rappresentata in Figura 26 assieme ai diagrammi $\sigma - \epsilon$ dell'acciaio, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$MRd = MRd (NEd) \geq MEd$$

dove:

MRd è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a $NRd = NEd$;

NEd è il valore di progetto della componente assiale (sforzo normale) dell’azione;

MEd è il valore di progetto della componente flettente dell’azione.

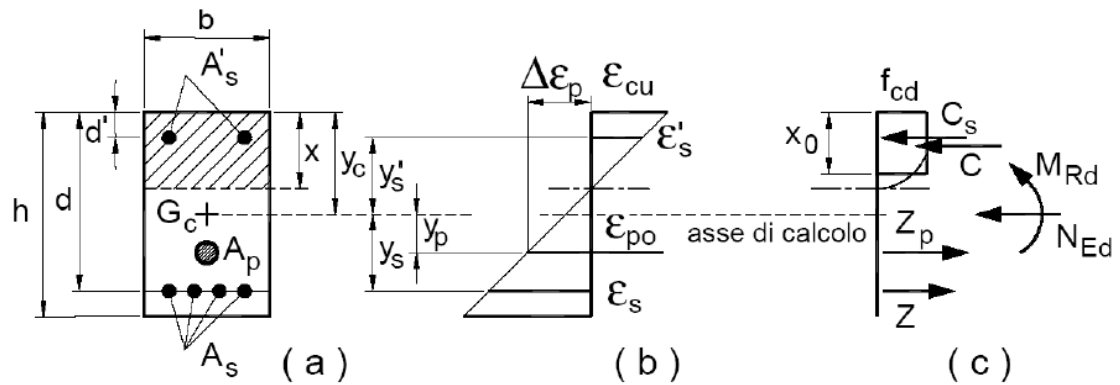
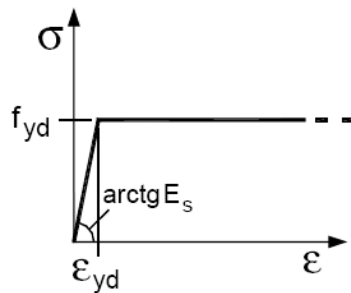


Figura 26 - Sezione presso-inflessa



Per l'acciaio d'armatura il diagramma tensioni-deformazioni è quello riportato nella figura sopra, mentre per il calcestruzzo si è assunto un diagramma rettangolare (stress-block) ottenuto considerando $x_0 = 0,80 x$.

6.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

6.4.1 Verifica di fessurazione

Con riferimento al D.M.14-01-2008, punto 4.1.2.2.4 per la verifica di fessurazione si prendono in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

combinazioni quasi permanenti

combinazioni frequenti.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1.7 w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

dove:

ε_{sm} = deformazione unitaria media delle barre d'armatura

s_{rm} = distanza media tra le fessure.

Come specificato dalla Circolare 2-febbraio-2009 n.617 del C.S.LL.PP. la deformazione media delle barre e la distanza media delle fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9-1-1996.

La distanza media fra le fessure è calcolata con la seguente relazione:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi_s}{\rho_r}$$

dove:

c = ricoprimento dell'armatura

s = passo delle barre tese

$k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata, $k_2 = 0.8$ per barre lisce

$k_3 = 0.125$ per diagramma triangolare (presso-flessione o flessione)

$k_3 = 0.250$ per diagramma rettangolare di trazione (trazione pura)

$k_3 = 0.25(s_1+s_2)/2s_1$ (trazione eccentrica)

ϕ_s = diametro delle barre tese

$\rho_r = A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff} = b_{eff} \times d_{eff}$

La deformazione unitaria media dell'apertura vale:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] ; \left(\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

nella quale:

$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

$\beta_1=1$ per barre ad aderenza migliorata; $\beta_1=0,5$ per barre lisce

$\beta_2=1$ per azioni di breve durata; $\beta_2=0,5$ per azioni ripetute o di lunga durata

σ_s è la tensione dell'acciaio in stato fessurato conseguente all'applicazione dei parametri di sollecitazione.

σ_{sr} = Tensione dell'acciaio in stato fessurato sotto la sollecitazione M_{fess}

M_{fess} è determinato come:

$$M_{fess} = (f_{ctm} - j_{id}/(bh)) \times j_{id}/y'c$$

$$y'c = h - s_{id} / A_{id}$$

con A_{id} s_{id} , j_{id} ottenuti con coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo pari a 15.

Il valore medio di apertura delle fessure risulta

$$w_m = s_{rm} \times \epsilon_{sm}$$

dal quale si ricava il valore caratteristico:

$$w_k = 1,7 w_m$$

Come suggerito dalla normativa, in alternativa al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure, la verifica può riferirsi ai limiti di tensione dell'acciaio di armatura, definiti nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare di applicazione delle NTC, di seguito riportate.

Per i muri in progetto si è utilizzato il secondo approccio, che limita le tensioni nell'acciaio d'armatura.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

6.5 LEGENDA DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

Geometria

H =	Altezza elevazione	m
HF =	Spessore fondazione	m
HA =	Spessore terreno su sporgenza anteriore della fondazione	m
Pant =	Pendenza paramento anteriore	
Ppos =	Pendenza paramento posteriore	
WA =	Proiezione orizzontale dell'inclinazione anteriore	m
WP =	Proiezione orizzontale dell'inclinazione posteriore	m
A =	Spessore sommità elevazione	m
B =	Spessore base elevazione	m
C =	Sporgenza anteriore fondazione	m
D =	Sporgenza posteriore fondazione	m
L =	Larghezza totale fondazione	m
β =	Inclinazione del terreno a tergo del muro	°
F =	Banca orizzontale a tergo del muro	m
ψ =	Inclinazione paramento posteriore muro	°
HD =	Altezza eventuale dente di fondazione	m
SD =	Spessore dell'eventuale dente di fondazione	m
α D =	Inclinazione piano di scorrimento rispetto l'orizzontale	°
HT =	Altezza terreno spingente (misurata a filo posteriore fondazione)	m

Armature

Aa,el =	Armatura tesa elevazione (contro terra)	mm ² /m
Aa,ant =	Armatura inferiore sporgenza anteriore	mm ² /m
Aa,pos =	Armatura superiore sporgenza posteriore	mm ² /m

Caratteristiche terreno spingente

GC =	Peso specifico calcestruzzo	kN/m ³
GT =	Peso specifico terreno spingente	kN/m ³
ϕ =	Angolo di resistenza a taglio del terreno spingente (M1)	°
ϕ rid =	Angolo ridotto di resistenza a taglio del terreno spingente (M2)	°
δ =	Angolo di attrito terra-muro (M1)	°
δ rid =	Angolo ridotto di attrito terra-muro (M2)	°
δ T =	Angolo di attrito terra-terra	°
δ T rid =	Angolo ridotto di attrito terra-terra	°

Caratteristiche terreno di fondazione

GTF =	Peso specifico terreno di fondazione	kN/m ³
ϕ F =	Angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione (M1)	°
ϕ Frid =	Angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione (M2)	°
Hril =	Altezza rilevato a tergo del muro (misurata da sommità muro)	m
Pril =	Sovraccarico dovuto al peso del rilevato	kN/m ²
P0 =	Sovraccarico in condizioni d'esercizio	kN/m ²
ψ =	Coefficiente di combinazione dei carichi variabili in sismica	

POE =	Sovraccarico variabile in concomitanza al sisma	kN/m ²
V =	Forza orizzontale a metro lineare (+ se diretta verso valle)	kN/m
dv =	Quota di applicazione della forza rispetto alla sommità del muro	m

Calcolo del coefficiente di spinta statico + sismico (Mononobe e Okabe)

$\beta_m =$	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
$a_{max}/g =$	$S_s S_T ag/g$
kh=	$\beta_m a_{max}/g =$ coefficiente sismico orizzontale
kv(-)=	coefficiente sismico verticale (componente verticale verso l'ALTO)
kv(+)=	coefficiente sismico verticale (componente verticale verso il BASSO)

Il programma permette di considerare un rivestimento anteriore dell'elevazione di spessore variabile, non strutturale. Il suo peso è computato con il peso specifico del calcestruzzo e aggiunto ai carichi verticali agenti sulla fondazione (non sull'elevazione). Inoltre il programma considera la forza d'inerzia sismica del rivestimento agente sia sull'elevazione (componente orizzontale) che sulla fondazione (componenti orizzontale e verticali).

Per ogni altezza analizzata, in coda a ciascun tabulato di output, si riporta la verifica di capacità portante considerando la combinazione 2 dell'Approccio 1, come richiesto in fase di validazione del progetto.

6.6 MURO H = 8.0m

MURO H = 8.00 m Altezza elevazione

MATERIALI

	Classe	fck	γ_c	fcd	fctm	Classe	GC
Calcestruzzo elev.	calcestr.	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	esposiz.	kN/m ³
Calcestruzzo fond.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
	Classe	fyk	γ_s	fyd	ϵ_{yd}	Es	
Acciaio per armature	acciaio	N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	
	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000	

GEOMETRIA MURO

H* = 7.50 m											
H	HF	HA	WA	WP	HT	F	Aa,el	Aa,art	Aa,pos		
m	m	m	m	m	m	m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m		
8.00	1.00	0.60	0.00	0.60	8.50	0.00	3142	1571	3142		
A*	B*	C	D	L	β	ψ	HD	SD			
m	m	m	m	m	°		m	m			
0.55	1.15	0.85	3.50	5.50	0.00000		85.71085	0.00			

* Dimensione comprensiva dello spessore del rivestimento di 0.15m, non strutturali

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT	ϕ (M1)	ϕ rid (M2)	δ (M1)	δ rid (M2)	δT (M1)	δT rid (M2)
	kN/m ³	°	°	°	°	°	°
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	19	35.00	29.26				
Pril	PO	ψ	POE	V	dv		
kN/m ²	kN/m ²	°	kN/m ²	kN/m	m		
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

H* = 7.50 altezza terreno spingente

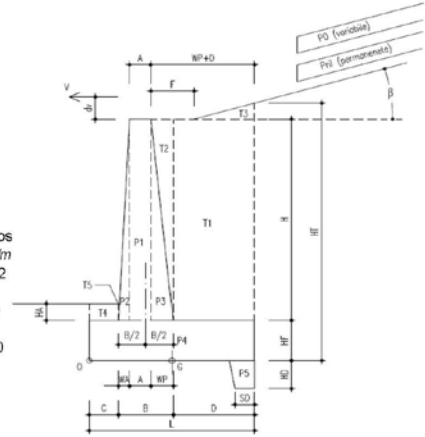


Figura 1 - Geometria muro

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.94	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione, posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.94	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

MURO H = 8.00 m Altezza elevazione

H* = 7.50 altezza terreno spingente

AZIONE SISMICA

a _{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.300	0.31	0.0930	-0.0465	0.0465

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica	
	V. Alto	V. Basso
Ka	KaE (-)	KaE (+)
0.300	-	-
0.373	0.436	0.430
0.271	-	-
0.343	0.406	0.400

Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N		H		M	
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	307.50	0.00	-597.88			
PESO TERRENO PORTATO	551.19	0.00	-1,951.38			
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	185.00	527.00			
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	235.73	667.90			
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	46.07	195.79			
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	58.39	248.14			
VENTO	0.00	0.00	0.00			
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	265.67	752.74			
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	287.26	813.90			
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	79.86	323.35			
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-39.93	0.00	118.54			
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	39.93	0.00	-118.54			

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

MURO H = **8.00 m** Altezza elevazione

H* = **7.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	858.69	310.90	0.700	601.26	1.93
GEO 01 A2+M2+R2	858.69	311.63	0.560	481.01	1.54
SIS 01 M2	818.76	345.53	0.560	458.64	1.33
SIS 02 M2	898.62	367.12	0.560	503.38	1.37

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (c) kN/m ²	alfa arctan(H/M)	ψ °	alfaD incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	1116.30	996.26	394.03	0.89	3.72	1.60	30.40	19.44	35.00	0.00	0.29
SIS 01 M2	818.76	896.97	345.53	1.10	3.31	1.60	30.40	22.88	35.00	0.00	0.29
SIS 02 M2	898.62	940.66	367.12	1.05	3.41	1.60	30.40	22.22	35.00	0.00	0.29

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	Nq	Nγ	m	iq	iγ	bq	bγ	dq	dγ	qult kN/m ²	Rc kN/m	Rd=Rc/R3 kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	33.30	48.03	2.000	0.419	0.271	1.000	1.000	1.074	1.000	914.29	3396.63	2426.16	2.17
SIS 01 M2	33.30	48.03	2.000	0.334	0.193	1.000	1.000	1.074	1.000	654.70	2166.38	1547.41	1.89
SIS 02 M2	33.30	48.03	2.000	0.350	0.207	1.000	1.000	1.074	1.000	701.93	2391.10	1707.93	1.90

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	1106.90	2294.33	2.07
SIS 01 M2	1194.63	2549.26	2.13
SIS 02 M2	1018.71	2549.26	2.50

MURO H = **8.00 m** Altezza elevazione

H* = **7.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	1000	940	3142

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	εc	εs	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	140.00	791.07	-0.0035	0.0270	0.11	1369.32	-1229.32	140.00	1166.47	1.47
STR 02 A1+M1+R1	182.00	796.47	-0.0035	0.0261	0.12	1411.32	-1229.32	182.00	1183.79	1.49
SIS 01 M2	133.49	820.31	-0.0035	0.0346	0.09	1095.83	-1229.32	-133.49	1050.97	1.28
SIS 02 M2	146.51	867.57	-0.0035	0.0269	0.12	1375.83	-1229.32	146.51	1169.16	1.35

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = **0.94 m** da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	929.5	869.5	3142

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σcp N/mm ²	k	ηmin	pl	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	140.00	218.18	0.13	1.48	0.33	0.0036	350.36	306.29	350.36	1.61
STR 02 A1+M1+R1	182.00	218.18	0.16	1.48	0.33	0.0036	355.30	311.23	355.30	1.63
SIS 01 M2	133.49	226.19	0.12	1.48	0.33	0.0036	349.59	305.52	349.59	1.55
SIS 02 M2	146.51	240.13	0.13	1.48	0.33	0.0036	351.12	307.05	351.12	1.46

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

MURO H = **8.00 m** Altezza elevazione

H* = **7.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa_ant mm ² /m	Aa_pos mm ² /m
1000	1000	940	1571	3142

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	205.61	24.54	0.83	1.00	208.38	132.7	2.95
STR 02 A1+M1+R1	261.39	35.93	0.83	1.00	287.68	183.1	2.14
SIS 01 M2	227.05	33.23	0.83	1.00	236.64	150.6	2.60
SIS 02 M2	246.50	34.42	0.83	1.00	255.14	162.4	2.41

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza Xv = 0.94 m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	213.80	0.00	1.46	0.33	0.00	347.35	307.52	347.35	1.62
STR 02 A1+M1+R1	308.26								1.13
SIS 01 M2	272.79								1.27
SIS 02 M2	286.72								1.21

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ϵ_c	ϵ_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	545.60	-0.0035	0.0305	0.1030	-1229.32	1229.32	0.00	1107.94	2.03
STR 02 A1+M1+R1	787.43								1.41
SIS 01 M2	689.92								1.61
SIS 02 M2	728.65								1.52

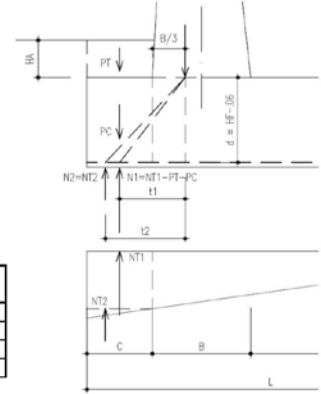


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = **8.00 m** Altezza elevazione

H* = **7.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σ_c N/mm ²	σ_a N/mm ²	σ_{max} N/mm ²	CS
FREQ Frequente	140.00	544.62	251	2.76E+10	4.94	203.74	240.00	1.18
QPERM QuasiPerm	140.00	418.23	251	2.76E+10	3.79	156.46	200.00	1.28

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T kN/m	σ_a N/mm ²	σ_{max} N/mm ²	CS
FREQ Frequente	206.24	131.29	240.00	1.83
QPERM QuasiPerm	178.27	113.49	200.00	1.76

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σ_c N/mm ²	σ_a N/mm ²	σ_{max} N/mm ²	CS
FREQ Frequente	0.00	535.62	251	2.76E+10	4.86	200.37	240.00	1.20
QPERM QuasiPerm	0.00	405.45	251	2.76E+10	3.68	151.68	200.00	1.32

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (Approccio 1 - Comb. 2)

Lunghezza di suola coi **1E+13** m
 $\gamma R2 = 1.00$

Condizione d'esercizio

GEO 01: 1.0 PP + 1.0 ST 1.3 SPO + 1.30 VENTO

N	M	H	ecc (M/N)	B' (L-2ecc)	d (prof.)	q (d)	alfa	ϕ rid	alfaD	k
kN/m	kNm/m	kN/m	m	m	m	kN/m ²	arctan(H/N)	°	ncl. Piano [°]	
858.69	802.62	311.63	0.935	3.63	1.60	30.4	19.95	29.26	0.00	0.2909091

Nq (ϕ rid)	Ny (ϕ rid)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd
		m	iq	iy	bq	by	dq	d γ	
16.92	20.08	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	kN/m
		2.000	0.406	0.259	1.000	1.000	1.085	1.000	1472.69

CS
1.72

Condizione sismica (Combinazione A2+M2+R2)

SIS 01: Sisma vs. ALTO 1.00 PP + 1.00 E

N	M	H	ecc (M/N)	B' (L-2ecc)	d (prof.)	q (d)	alfa	ϕ rid	alfaD	k
kN/m	kNm/m	kN/m	m	m	m	kN/m ²	arctan(H/N)	°	ncl. Piano [°]	
818.76	896.97	345.53	1.096	3.31	1.60	30.4	22.88	29.26	0.00	0.2909091

Nq (ϕ rid)	Ny (ϕ rid)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd
		m	iq	iy	bq	by	dq	d γ	
16.92	20.08	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	kN/m
		2.000	0.334	0.193	1.000	1.000	1.085	1.000	1020.29

CS
1.25

SIS 02: Sisma vs. BASSO 1.00 PP + 1.00 E

N	M	H	ecc (M/N)	B' (L-2ecc)	d (prof.)	q (d)	alfa	ϕ rid	alfaD	k
kN/m	kNm/m	kN/m	m	m	m	kN/m ²	arctan(H/N)	°	ncl. Piano [°]	
898.62	940.66	367.12	1.047	3.41	1.60	30.4	22.22	29.26	0.00	0.2909091

Nq (ϕ rid)	Ny (ϕ rid)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd
		m	iq	iy	bq	by	dq	d γ	
16.92	20.08	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	kN/m
		2.000	0.350	0.207	1.000	1.000	1.085	1.000	1123.18

CS
1.25

6.7 MURO H = 6.0m

MURO H = 6.00 m Altezza elevazione

MATERIALI

	Classe	fck	γ_c	fcd	fctm	Classe	GC
	calcestr.	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	esposiz.	kN/m ³
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
	Classe	fyk	γ_s	fyd	ϵ_{yd}	Es	
	acciaio	N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000	

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	F	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
m	m	m	m	m	m	m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
6.00	1.00	0.60	0.00	0.45	6.50	0.00	1508	1508	1508
A*	B*	C	D	L	β	ψ	HD	SD	
m	m	m	m	m	°		m	m	
0.55	1.00	0.85	2.15	4.00	0.00000		85.71085	0.00	

* Dimensione comprensiva dello spessore del rivestimento di 0.15m, non strutturale

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT	ϕ (M1)	ϕ rid (M2)	δ (M1)	δ rid (M2)	δT (M1)	δT rid (M2)
	kN/m ³						
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	19	35.00	29.26				
P _{ri1}	P ₀	ψ	P _{0E}	V	dv		
kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²	kN/m	m		
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.94	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.79	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

MURO H = 6.00 m Altezza elevazione

AZIONE SISMICA

a _{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.300	0.31	0.0930	-0.0465	0.0465

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto	V. Basso	
	KaE (-)	KaE (+)	
0.300	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.373	0.436	0.430	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.406	0.400	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N	H	M
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	216.25	0.00	-345.13
PESO TERRENO PORTATO	257.88	0.00	-701.26
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	108.77	235.67
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	137.85	298.67
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	35.23	114.49
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	44.65	145.10
VENTO	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	155.36	336.61
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	167.98	363.96
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	44.09	134.49
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-22.05	0.00	48.66
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	22.05	0.00	-48.66

H* = 5.50 altezza terreno spingente

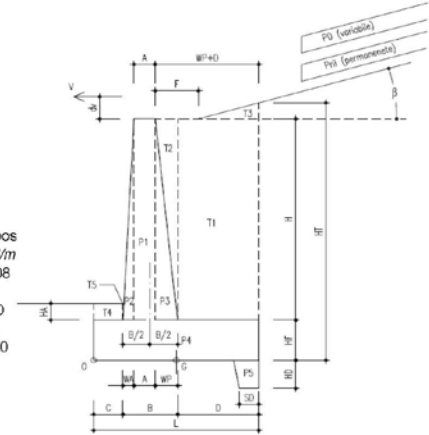


Figura 1 - Geometria muro

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

MURO H = **6.00 m** Altezza elevazione H* = **5.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	474.13	194.24	0.700	331.99	1.71
GEO 01 A2+M2+R2	474.13	195.89	0.560	265.59	1.36
SIS 01 M2	452.08	199.45	0.560	253.24	1.27
SIS 02 M2	496.17	212.07	0.560	277.94	1.31

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(i/f)	φ °	alfaD incl. Piano (°)	k
STR 02 A1+M1+R3	616.37	478.36	246.17	0.78	2.45	1.60	30.40	21.77	35.00	0.00	0.40
SIS 01 M2	452.08	377.53	199.45	0.84	2.33	1.60	30.40	23.81	35.00	0.00	0.40
SIS 02 M2	496.17	395.75	212.07	0.80	2.40	1.60	30.40	23.14	35.00	0.00	0.40

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	Nq	Ny	m	iq	iy	bq	by	dq	dγ	quilt kN/m ²	Re kN/m	Rd=Rc/γR3 kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	33.30	48.03	2.000	0.361	0.217	1.000	1.000	1.102	1.000	644.29	1577.10	1126.50	1.83
SIS 01 M2	33.30	48.03	2.000	0.312	0.174	1.000	1.000	1.102	1.000	533.77	1243.60	888.28	1.96
SIS 02 M2	33.30	48.03	2.000	0.328	0.188	1.000	1.000	1.102	1.000	571.62	1374.64	981.88	1.98

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	546.20	941.75	1.72
SIS 01 M2	519.76	1046.39	2.01
SIS 02 M2	449.79	1046.39	2.33

MURO H = **6.00 m** Altezza elevazione H* = **5.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	850	790	1508

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	εc	εs	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	93.75	350.41	-0.0035	0.0478	0.07	683.82	-590.07	93.75	491.27	1.40
STR 02 A1+M1+R1	121.88	353.19	-0.0035	0.0458	0.07	711.95	-590.07	121.88	501.98	1.42
SIS 01 M2	89.39	321.92	-0.0035	0.0666	0.05	500.68	-590.07	-89.39	420.27	1.31
SIS 02 M2	98.11	340.76	-0.0035	0.0475	0.07	688.18	-590.07	98.11	492.93	1.45

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = **0.79 m** da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	790.75	730.75	1508

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σcp N/mm ²	k	ηmin	ρl	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	93.75	124.41	0.10	1.52	0.35	0.0021	250.42	265.16	265.16	2.13
STR 02 A1+M1+R1	121.88	124.41	0.13	1.52	0.35	0.0021	253.65	268.38	268.38	2.16
SIS 01 M2	89.39	115.71	0.09	1.52	0.35	0.0021	249.92	264.66	264.66	2.29
SIS 02 M2	98.11	122.90	0.10	1.52	0.35	0.0021	250.92	265.66	265.66	2.16

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

MURO H = **6.00 m** Altezza elevazione H* = **5.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σc N/mm ²	σa N/mm ²	σmax N/mm ²	CS
FREQ Frequente	93.75	235.09	166	1.03E+10	3.79	212.81	280.00	1.32
QPERM QuasiPerm	93.75	167.12	166	1.03E+10	2.69	151.28	240.00	1.59

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T kN/m	σa N/mm ²	σmax N/mm ²	CS
FREQ Frequente	146.09	96.88	280.00	2.89
QPERM QuasiPerm	118.78	78.77	240.00	3.05

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σc N/mm ²	σa N/mm ²	σmax N/mm ²	CS
FREQ Frequente	0.00	197.40	184	1.50E+10	2.42	149.26	280.00	1.88
QPERM QuasiPerm	0.00	136.88	184	1.50E+10	1.68	103.50	240.00	2.32

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (Approccio 1 - Comb. 2)

Lunghezza di suola coi **1E+13 m**
γR2 = **1.00**

Condizione d'esercizio

GEO 01: **1.0** PP + **1.0** ST **1.3** SPO + **1.30** VENTO

N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ rid °	alfaD ncl. Piano [°]	k
474.13	389.17	195.89	0.821	2.36	1.60	30.4	22.45	29.26	0.00	0.4

Nq (φ rid) ley, Han, Vε	Nγ (φ rid) (Ves)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd kN/m	CS
		m (Ves)	iq (Ves)	iy (Ves)	bq (Ves)	bγ (Ves)	dq (Ves)	dγ (Ves)		
16.92	20.08	2.000	0.344	0.202	1.000	1.000	1.117	1.000	681.11	1.44

Condizione sismica (Combinazione A2+M2+R2)

SIS 01: Sisma vs. ALTO 1.00 PP + 1.00 E

N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ rid °	alfaD ncl. Piano [°]	k
452.08	377.53	199.45	0.835	2.33	1.60	30.4	23.81	29.26	0.00	0.4

Nq (φ rid) ley, Han, Vε	Nγ (φ rid) (Ves)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd kN/m	CS
		m (Ves)	iq (Ves)	iy (Ves)	bq (Ves)	bγ (Ves)	dq (Ves)	dγ (Ves)		
16.92	20.08	2.000	0.312	0.174	1.000	1.000	1.117	1.000	598.74	1.32

SIS 02: Sisma vs. BASSO 1.00 PP + 1.00 E

N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ rid °	alfaD ncl. Piano [°]	k
496.17	395.75	212.07	0.798	2.40	1.60	30.4	23.14	29.26	0.00	0.4

Nq (φ rid) ley, Han, Vε	Nγ (φ rid) (Ves)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd kN/m	CS
		m (Ves)	iq (Ves)	iy (Ves)	bq (Ves)	bγ (Ves)	dq (Ves)	dγ (Ves)		
16.92	20.08	2.000	0.328	0.188	1.000	1.000	1.117	1.000	660.12	1.33

6.8 MURO H = 4.0m

MURO H = **4.00 m** Altezza elevazione

MATERIALI

	Classe	fck	γ_c	fcd	fctm	Classe	GC
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
	Classe	fyk	γ_s	fyd	ϵ_{yd}	Es	
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000	

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	F	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
4.00	1.00	0.60	0.00	0.30	4.50	0.00	1005	1005	1005
A*	B*	C	D	L	β	ψ	HD	SD	
0.55	0.85	0.85	1.00	2.70	0.00000	85.71085	0.00	0.00	

* Dimensione comprensiva dello spessore del rivestimento di 0.15m, non strutturale

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT	ϕ (M1)	ϕ rid (M2)	δ (M1)	δ rid (M2)	δT (M1)	δT rid (M2)
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	19	35.00	29.26				
Pril	P0	ψ	POE	V	dv		
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.94	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.64	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

MURO H = **4.00 m** Altezza elevazione

H* = **3.50** altezza terreno spingente

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.300	0.31	0.0930	-0.0465	0.0465

COEFFICIENTI DI SPINTA

Ka	in Statica		in Sismica		
	KaE (-)	KaE (+)	V. Alto	V. Basso	
0.300	-	-	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.373	0.436	0.430	-	-	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.406	0.400	-	-	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N			H			M		
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	137.50	0.00	-175.50						
PESO TERRENO PORTATO	86.17	0.00	-166.38						
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	52.13	78.20						
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	66.07	99.10						
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	24.39	54.88						
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	30.91	69.55						
VENTO	0.00	0.00	0.00						
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	74.46	111.69						
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	80.51	120.77						
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	20.80	43.01						
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-10.40	0.00	15.90						
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	10.40	0.00	-15.90						

H* = **3.50** altezza terreno spingente

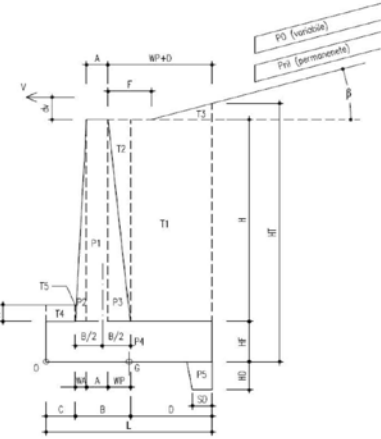


Figura 1 - Geometria muro

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

MURO H = **4.00 m** Altezza elevazione H* = **3.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	223.67	104.35	0.700	156.61	1.50
GEO 01 A2+M2+R2	223.67	106.25	0.560	125.29	1.18
SIS 01 M2	213.26	95.26	0.560	119.46	1.25
SIS 02 M2	234.07	101.31	0.560	131.12	1.29

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano (°)	k
STR 02 A1+M1+R3	290.76	181.25	132.26	0.62	1.45	1.60	30.40	24.46	35.00	0.00	0.59
SIS 01 M2	213.26	116.63	95.26	0.55	1.61	1.60	30.40	24.07	35.00	0.00	0.59
SIS 02 M2	234.07	121.99	101.31	0.52	1.66	1.60	30.40	23.40	35.00	0.00	0.59

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	Nq	Nγ	m	iq	iγ	bq	bγ	dq	dγ	quilt kN/m ²	Re kN/m	Rd=Rc/γR3 kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	33.30	48.03	2.000	0.297	0.162	1.000	1.000	1.151	1.000	453.63	659.27	470.91	1.62
SIS 01 M2	33.30	48.03	2.000	0.306	0.169	1.000	1.000	1.151	1.000	480.80	772.28	551.63	2.59
SIS 02 M2	33.30	48.03	2.000	0.322	0.182	1.000	1.000	1.151	1.000	512.72	849.90	607.07	2.59

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kNm/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	213.34	307.69	1.44
SIS 01 M2	170.60	341.88	2.00
SIS 02 M2	147.88	341.88	2.31

MURO H = **4.00 m** Altezza elevazione H* = **3.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	700	640	1005

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	εc	εs	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	55.00	111.68	-0.0035	0.0599	0.06	448.38	-393.38	55.00	264.68	2.37
STR 02 A1+M1+R1	71.50	112.80	-0.0035	0.0577	0.06	464.88	-393.38	71.50	269.98	2.39
SIS 01 M2	52.44	84.91	-0.0035	0.0799	0.04	340.94	-393.38	-52.44	229.75	2.71
SIS 02 M2	57.56	89.89	-0.0035	0.0596	0.06	450.94	-393.38	57.56	265.50	2.95

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = **0.64 m** da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	652	592	1005

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σcp N/mm ²	k	ηmin	ρl	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	55.00	55.97	0.07	1.58	0.37	0.0017	194.91	224.02	224.02	4.00
STR 02 A1+M1+R1	71.50	55.97	0.09	1.58	0.37	0.0017	196.71	225.83	225.83	4.03
SIS 01 M2	52.44	43.07	0.06	1.58	0.37	0.0017	194.63	223.74	223.74	5.19
SIS 02 M2	57.56	45.72	0.07	1.58	0.37	0.0017	195.19	224.30	224.30	4.91

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

MURO H = **4.00 m** Altezza elevazione

H* = **3.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa _{ant} mm ² /m	Aa _{pos} mm ² /m
1000	1000	940	1005	1005

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σs N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	65.41	27.10	0.73	0.90	76.98	76.6	5.11
STR 02 A1+M1+R1	97.07	61.18	0.73	0.90	134.31	133.6	2.93
SIS 01 M2	67.15	36.74	0.73	0.90	87.56	87.1	4.49
SIS 02 M2	76.15	37.86	0.73	0.90	95.66	95.2	4.11

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio Sezione a distanza Xv = 0.94 m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σcp	k	η _{min}	ρl	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	4.81	0.00	1.46	0.33	0.00	237.58	307.52	307.52	63.90
STR 02 A1+M1+R1	7.14								43.09
SIS 01 M2	5.23								58.75
SIS 02 M2	5.75								53.53

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	σc	σs	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	31.88	-0.0034	0.1000	0.0330	-393.38	393.38	0.00	364.90	11.44
STR 02 A1+M1+R1	57.22								6.38
SIS 01 M2	39.25								9.30
SIS 02 M2	41.74								8.74

MURO H = **4.00 m** Altezza elevazione

H* = **3.50** altezza terreno spingente

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σc N/mm ²	σa N/mm ²	σmax N/mm ²	CS
FREQ Frequente	55.00	71.95	124	4.65E+09	1.92	119.77	280.00	2.34
QPERM QuasiPerm	55.00	44.43	124	4.65E+09	1.18	73.95	240.00	3.25

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T kN/m	σa N/mm ²	σmax N/mm ²	CS
FREQ Frequente	87.47	87.01	280.00	3.22
QPERM QuasiPerm	63.35	63.02	240.00	3.81

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σc N/mm ²	σa N/mm ²	σmax N/mm ²	CS
FREQ Frequente	0.00	38.58	153	1.05E+10	0.56	43.22	280.00	6.48
QPERM QuasiPerm	0.00	22.67	153	1.05E+10	0.33	25.39	240.00	9.45

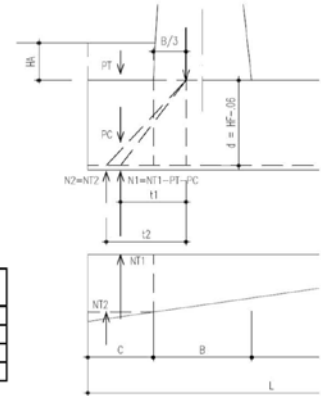


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (Approccio 1 - Comb. 2)

Lunghezza di suola coi **1E+13 m**
 $\gamma_{R2} =$ **1.00**

Condizione d'esercizio

GEO 01: **1.0** PP + **1.0** ST **1.3** SPO + **1.30** VENTO

N	M	H	ecc (M/N)	B' (L-2ecc)	d (prof.)	q (d)	alfa	ϕ rid	alfaD	k
kN/m	kNm/m	kN/m	m	m	m	kN/m ²	arctan(H/N)	°	ncl. Piano [°]	
223.67	149.58	106.25	0.669	1.36	1.60	30.4	25.41	29.26	0.00	0.5925926

Nq (ϕ rid)	Ny (ϕ rid)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd	CS
		m	iq	iy	bq	by	dq	d γ		
16.92	20.08	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	277.86	1.24
16.92	20.08	2.000	0.276	0.145	1.000	1.000	1.174	1.000		

Condizione sismica (Combinazione A2+M2+R2)

SIS 01: Sisma vs. ALTO 1.00 PP + 1.00 E

N	M	H	ecc (M/N)	B' (L-2ecc)	d (prof.)	q (d)	alfa	ϕ rid	alfaD	k
kN/m	kNm/m	kN/m	m	m	m	kN/m ²	arctan(H/N)	°	ncl. Piano [°]	
213.26	116.63	95.26	0.547	1.61	1.60	30.4	24.07	29.26	0.00	0.5925926

Nq (ϕ rid)	Ny (ϕ rid)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd	CS
		m	iq	iy	bq	by	dq	d γ		
16.92	20.08	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	380.22	1.78
16.92	20.08	2.000	0.306	0.169	1.000	1.000	1.174	1.000		

SIS 02: Sisma vs. BASSO 1.00 PP + 1.00 E

N	M	H	ecc (M/N)	B' (L-2ecc)	d (prof.)	q (d)	alfa	ϕ rid	alfaD	k
kN/m	kNm/m	kN/m	m	m	m	kN/m ²	arctan(H/N)	°	ncl. Piano [°]	
234.07	121.99	101.31	0.521	1.66	1.60	30.4	23.40	29.26	0.00	0.5925926

Nq (ϕ rid)	Ny (ϕ rid)	Carico inclinato			Base inclinata		Profondità		Rd	CS
		m	iq	iy	bq	by	dq	d γ		
16.92	20.08	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	(Ves)	417.50	1.78
16.92	20.08	2.000	0.322	0.182	1.000	1.000	1.174	1.000		

7 BERLINESE PROVVISORIALE

Per la realizzazione della galleria artificiale Sant’Agata 1, è previsto l’utilizzo di paratie provvisorie a sostegno degli scavi.

In particolare le due paratie sono poste a nord e a sud del tracciato autostradale, in adiacenza dei due manufatti scatolari che costituiscono la galleria artificiale.

L’opera in oggetto è costituita da micropali posti ad interasse 0,4m, di diametro 240mm, armati con tubi metallici $\phi 168.3\text{mm}$, spessore 8mm di lunghezza 13.75m, di cui 9.75m interessati dallo scavo e 4m infissi nel terreno.

L’entità dello scavo rende necessario il ricorso a due ordini di tiranti di ancoraggio: il primo ordine di tiranti è posto a -2,2m da sommità cordolo; il secondo ordine è a 4,3m dal primo. Ciascun tirante ha interasse orizzontale di 2,4m ed è costituito da 4 trefoli da 0,6” ciascuno.

In fase di esecuzione è previsto un tiro iniziale impresso ai tiranti.

La tecnologia di realizzazione del bulbo dei tiranti è a iniezione ripetuta e selettiva (I.R.S.).

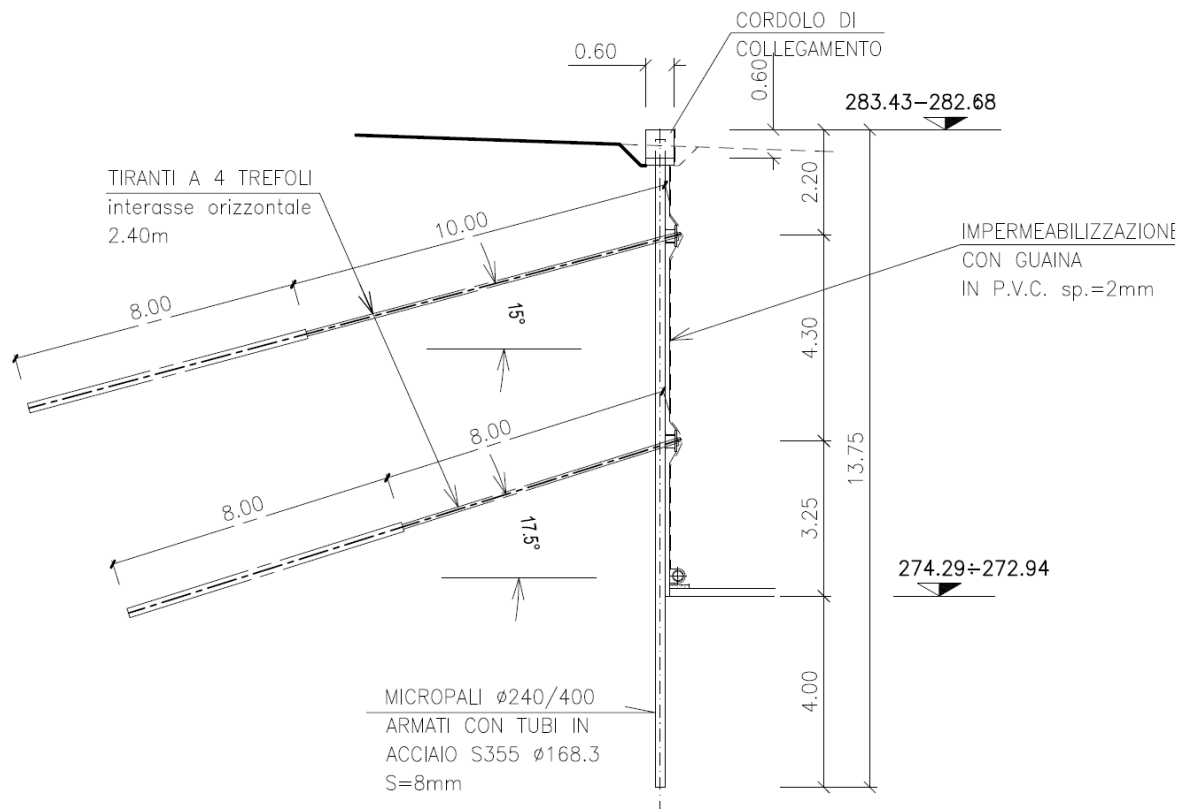


Figura 27 – Sezione tipo paratia provvisoria di micropali

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda al capitolo 2.

7.1 PROFILO STRATIGRAFICO

Strato unico: GHIAIA

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 42^\circ$$

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

$$E = 100.000 \text{ kPa}$$

Tra paratia e terreno si considera un angolo d’attrito terreno-opera pari a $\delta=2/3\phi = 28^\circ$.

7.2 MODELLO DI CALCOLO

Per lo studio e la verifica delle paratie è stato utilizzato il software di calcolo nonlineare “Paratie Plus 2011” di Harpaceas, Versione 9.0.3.3.

PARATIE PLUS è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da paratie flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie di scavo e nella configurazione finale.

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzata una porzione di parete di larghezza definita dall’utente.

La modellazione numerica dell’interazione terreno-struttura è del tipo “trave su suolo elastico”: le pareti di sostegno sono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno è simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, è seguita in tutte le varie fasi attraverso due tipi di analisi:

- 1) Analisi classica tramite metodi all'equilibrio limite;
- 2) Analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

Paratie Plus 2011 consente l'applicazione automatica degli approcci e delle combinazioni di calcolo prescritti dalla normativa italiana di cui al DM 14-1-2008.

7.3 DEFINIZIONE STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere verificata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Nella presente relazione le verifiche sono state svolte con riferimento agli stati limite ultimi significativi per le opere in esame:

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- sfilamento di uno o più ancoraggi.

Le verifiche di resistenza a taglio ed a presso-flessione della paratia e la verifica di resistenza a trazione degli ancoraggi sono espresse mediante un tasso di sfruttamento TSF delle resistenze di calcolo strutturali delle sezioni, calcolato automaticamente dal software di calcolo per ogni fase e per ogni combinazione di coefficienti analizzata.

La verifica è soddisfatta per $TSF < 1.0$

La verifica a sfilamento degli ancoraggi è espressa mediante il tasso di sfruttamento (TSFTirante) della capacità resistente allo sfilamento dovuta all'aderenza bulbo-terreno. La verifica allo sfilamento risulta soddisfatta per un valore minore di uno, ovvero:

$$Td \leq Rad$$

con

Td trazione massima agente su un tirante

Rad è la portanza laterale di calcolo che si ottiene da:

$$Rad = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}}$$

dove:

Rak = valore caratteristico della resistenza a trazione per portanza laterale di un tirante:

$$R_{ak} = Min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

$\gamma_{Ra,p} = 1,1$ è il coefficiente parziale per le verifiche degli ancoraggi temporanei, dato dalla tabella 6.6.I delle NTC2008.

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Per i fattori di correlazione si assumono cautelativamente $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1,80$.

Per il calcolo del carico limite si fa riferimento al metodo proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a tiranti iniettati con processo di messa in pressione ripetitiva quali quelli previsti per la struttura in oggetto. Tale metodo, peraltro, costituisce la base delle Norme vigenti in Francia ed è frequentemente adottato anche in altri Paesi europei. Nel caso in esame, il carico limite per attrito laterale (Ra,c) si può esprimere tramite:

$$Ra,c = p \, ds \, Ls \, q \quad (1)$$

dove:

- ds = $\alpha \, D$ = diametro del tratto iniettato;
- Ls = lunghezza del tratto iniettato
- q = resistenza tangenziale all’interfaccia iniezione-terreno

D è il diametro della perforazione = 12 cm ÷ 15 cm

α è un coefficiente ($\alpha > 1$) che dipende sostanzialmente dal tipo di terreno e dalla tecnica di iniezione (I.R.S.: iniezione ripetitiva e selettiva).

Analogamente, i valori della resistenza tangenziale (q) all’interfaccia iniezione-terreno dipendono dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche del terreno, e dalla tecnologia esecutiva.

d_s è direttamente implementato nel modello come diametro efficace del bulbo.

La resistenza tangenziale è implementata per ogni strato di terreno attraversato mediante il parametro “aderenza limite” $q_{skin,u}$.

Il fattore di correlazione ξ_a è implementato nel modello “Paratie” mediante il parametro “FS GEO personalizzato”.

Come prescritto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14 gennaio 2008, e specificato ulteriormente nella relativa Circolare di Applicazione del 2 febbraio 2009, le verifiche strutturali delle paratie devono essere effettuate secondo l’Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l’interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l’equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Per il dimensionamento geotecnico, la verifica allo stato limite di sfilamento della fondazione dell’ancoraggio dei tiranti per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno può essere effettuata secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.6.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{R.a.t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R.a.p}$	1,2

Per i tiranti l’azione di progetto sull’ancoraggio si ottiene amplificando mediante i coefficienti A1 quella calcolata mediante un’analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l’interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l’equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

Anche per l’analisi sismica (se presente) per stati limite di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali della paratia o nei vincoli si adopera la Combinazione 1 dell’Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per le verifiche di tipo geotecnico e di equilibrio si utilizzano la Combinazione 2 dell’Approccio 1, A2+M2+R1. In sismica, i coefficienti A2 devono essere posti pari a 1.

La verifica di **stabilità globale** dell’insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l’Approccio 1: Combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{R,a,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R,a,p}$	1,2

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

In sintesi, le combinazioni di calcolo utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi sono:

CONDIZIONI	COMBINAZIONE	VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO	VERIFICA SFILAMENTO TIRANTI	VERIFICHE RESISTENZA ELEMENTI STRUTTURALI	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE
STATICHE	A1 + M1 + R1		X (R3)	X	
	A2 + M2 + R1	X			
	A2 + M2 + R2				X
SISMICHE	EQK (A1*+M1+R1)		X (R3)	X	
	EQK (A2*+M2+R1)	X			

* = Coefficienti A1 e A2 unitari.

Come detto in precedenza, per l’opera provvisoria in progetto non saranno considerate le condizioni sismiche.

7.4 DEFINIZIONE STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell’opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Per la valutazione di tali spostamenti, come indicato al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008, si utilizza la combinazione caratteristica delle azioni.

7.5 ANALISI STRUTTURALE

Per l’analisi della paratia precedentemente descritta è stata scelta una sezione tipo, riportata in Figura 27, rappresentativa del tratto di altezza fuori terra maggiore. L’altezza complessiva della paratia è di 13,75 m di cui 9,75 m fuori terra ed i restanti 4 m infissi nel terreno.

I tiranti sono composti da 4 trefoli da 0,6” di diametro. Essi sono disposti su due ordini ad un interasse di 2,4 m sull’orizzontale, a 2,2 m e 6,5m dalla sommità della trave di coronamento.

La lunghezza dei tiranti è fissata in modo tale che il bulbo d’ancoraggio cada sicuramente al di fuori del cono di spinta.

E’ previsto un tiro iniziale impresso ai tiranti che vale:

$T_{0,1} = 120 \text{ kN/tirante (50 kN/m)}$ tiro iniziale impresso al primo ordine;

$T_{0,2} = 240 \text{ kN/tirante (100 kN/m)}$ tiro iniziale impresso al secondo ordine.

I parametri che caratterizzano i tiranti nella modellazione di calcolo adottata per le verifiche delle paratie sono i seguenti

E = modulo elastico dei trefoli = $2,1 \text{ E}+8 \text{ kN/m}^2$

A = area del singolo trefolo da $0,6'' = 139 \text{ mm}^2$

n = numero dei trefoli di cui è composto il tirante = 4

L_1 = lunghezza totale del primo ordine di tiranti = 18m di cui 8m di bulbo

L_2 = lunghezza totale del secondo ordine di tiranti = 16m di cui 8m di bulbo

i = interasse dei tiranti sull’orizzontale = 2,4 m

α_1 = inclinazione del primo ordine di tiranti rispetto all’orizzontale = 15°

α_2 = inclinazione del secondo ordine di tiranti rispetto all’orizzontale = $17,5^\circ$

L’analisi statica della paratia è stata condotta per fasi simulando l’effettivo svolgimento delle operazioni sulla sezione di maggior altezza.

Le configurazioni studiate sono riportate di seguito.

- Stage 0: Fase iniziale (geostatica);
- Stage 1: Scavo fino a quota -3,20m;
- Stage 2: Esecuzione primo ordine di tiranti a quota -2,20m;
- Stage 3: Scavo fino a quota -7,50m;
- Stage 4: Esecuzione secondo ordine di tiranti a quota -6,50m;
- Stage 5: Scavo fino a quota -9,75m (fondo scavo);

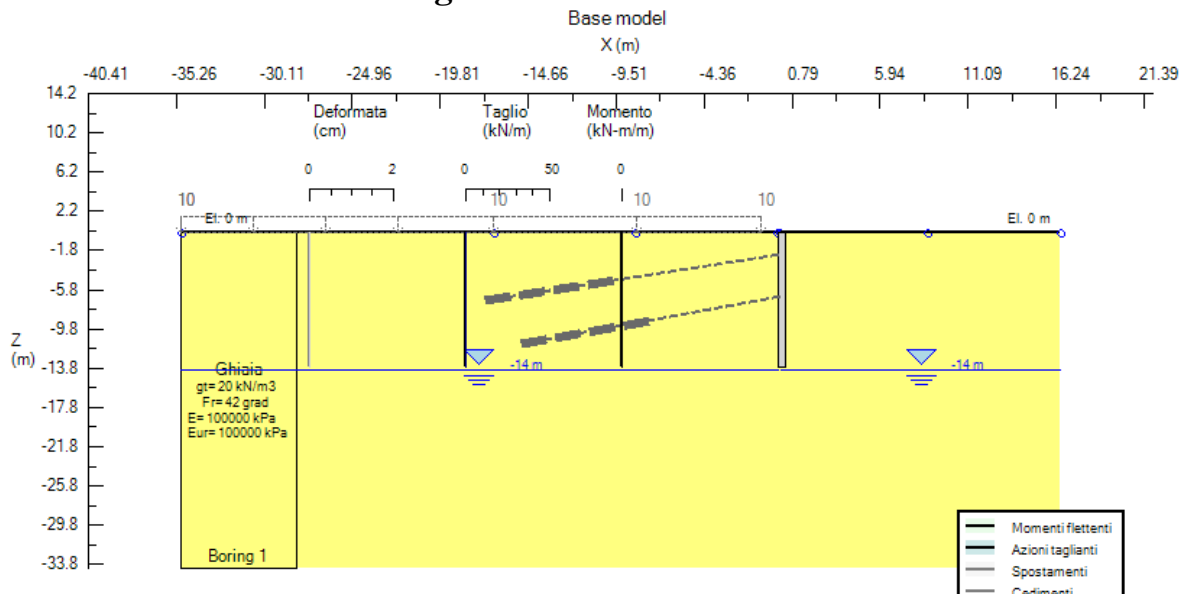
Per la verifica degli elementi strutturali che costituiscono la paratia, si considera che, oltre alla spinta delle terre, l’opera sia soggetta durante tutte le fasi di scavo anche alla spinta

dovuta al sovraccarico mobile dovuto al passaggio dei mezzi di cantiere a monte della paratia.

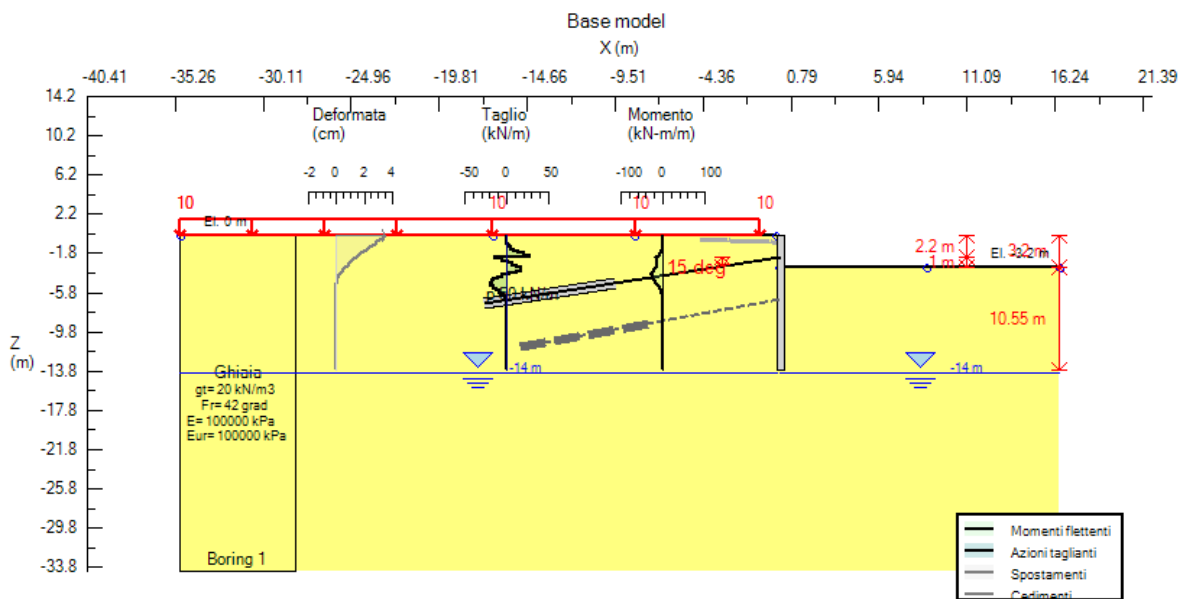
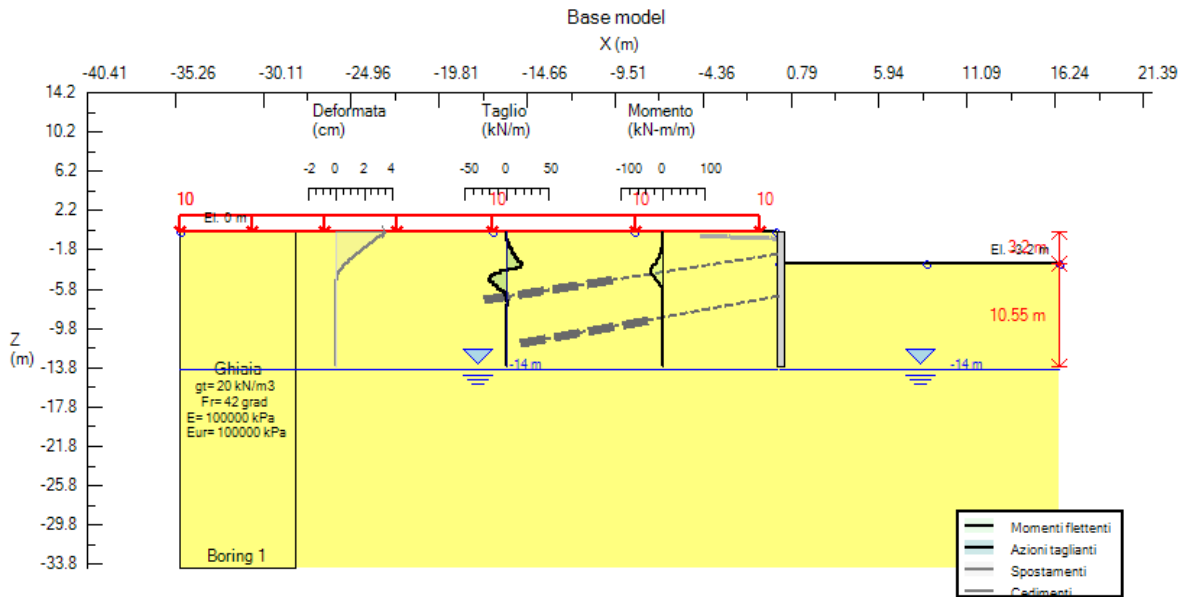
In tutte le fasi di scavo, da stage 1 a stage 5, si è considerato un sovraccarico accidentale a monte della paratia di 10 kN/m^2 , per la presenza dei mezzi di cantiere.

7.6 RISULTATI

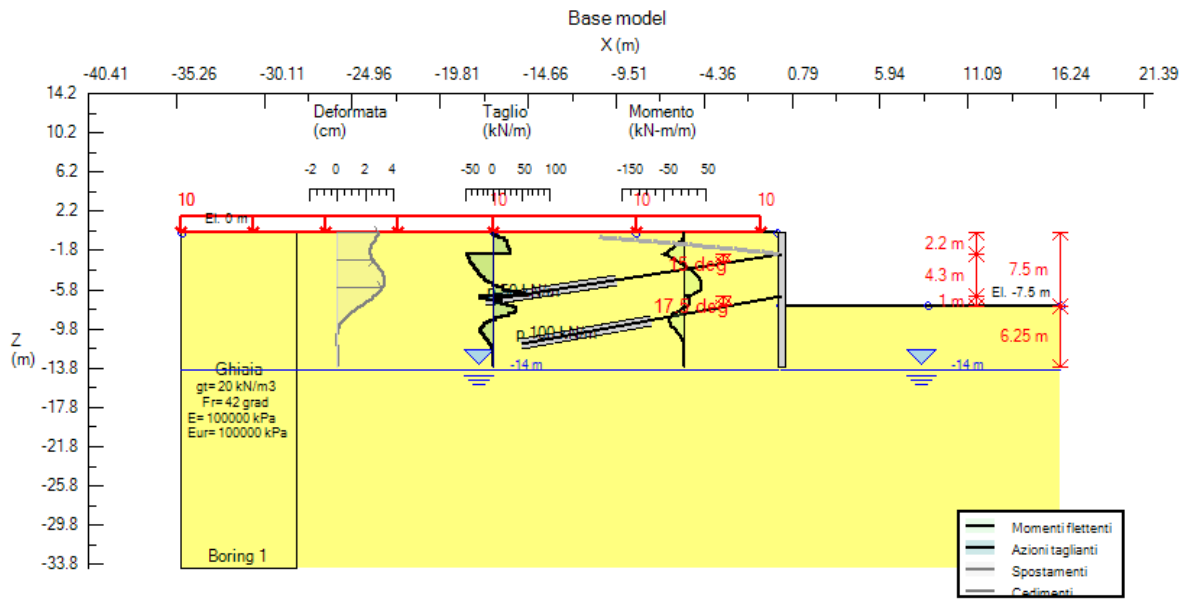
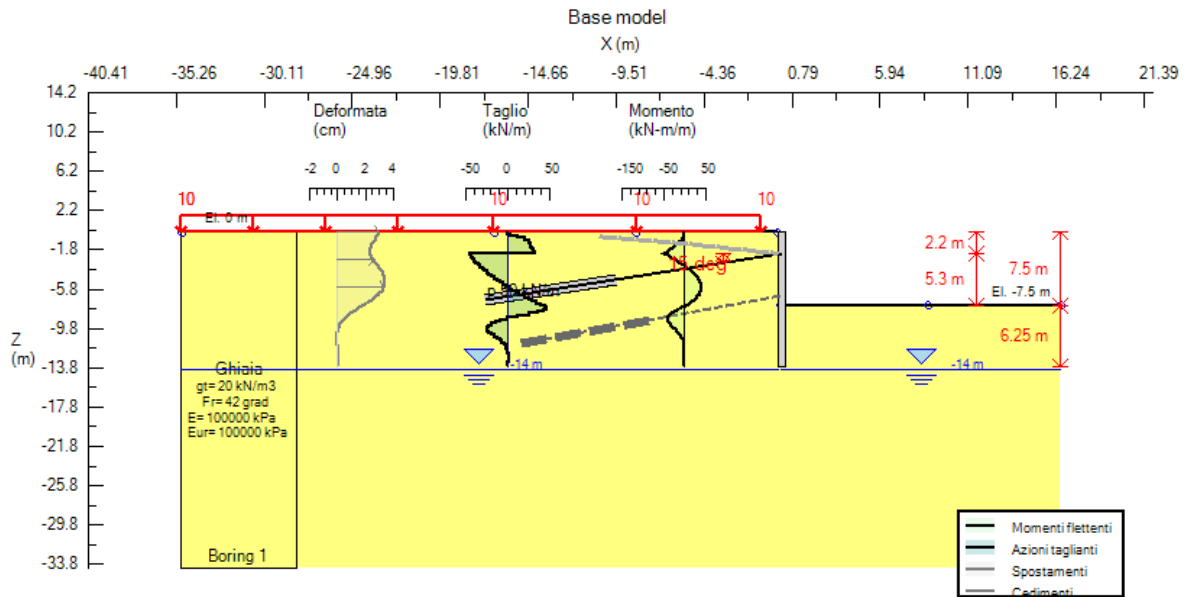
Design Section 0: Base model



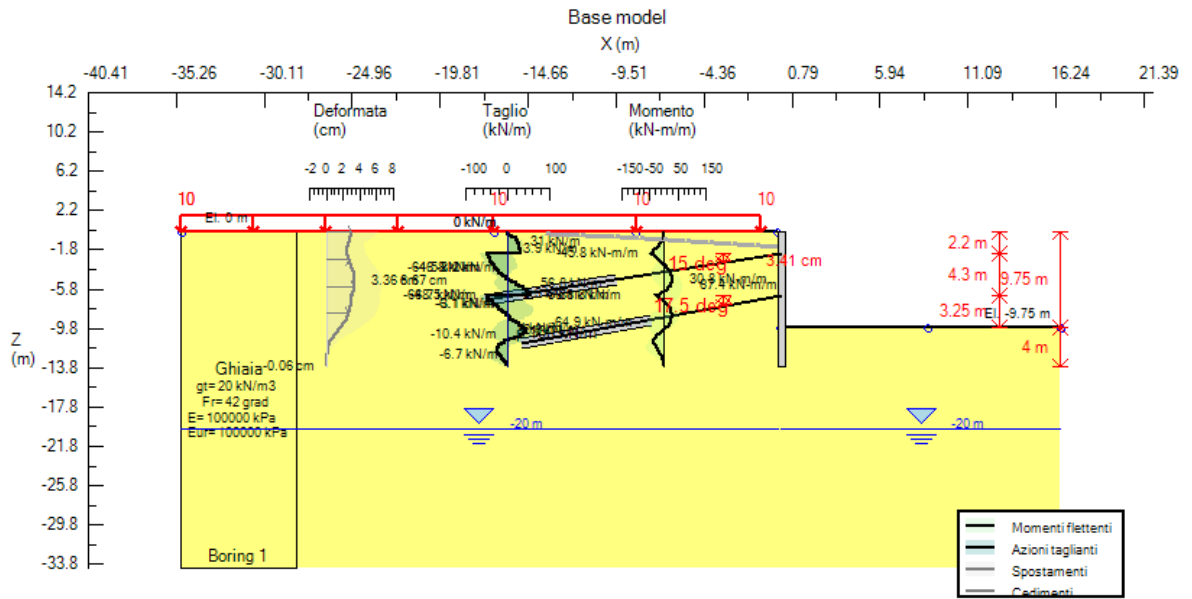
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



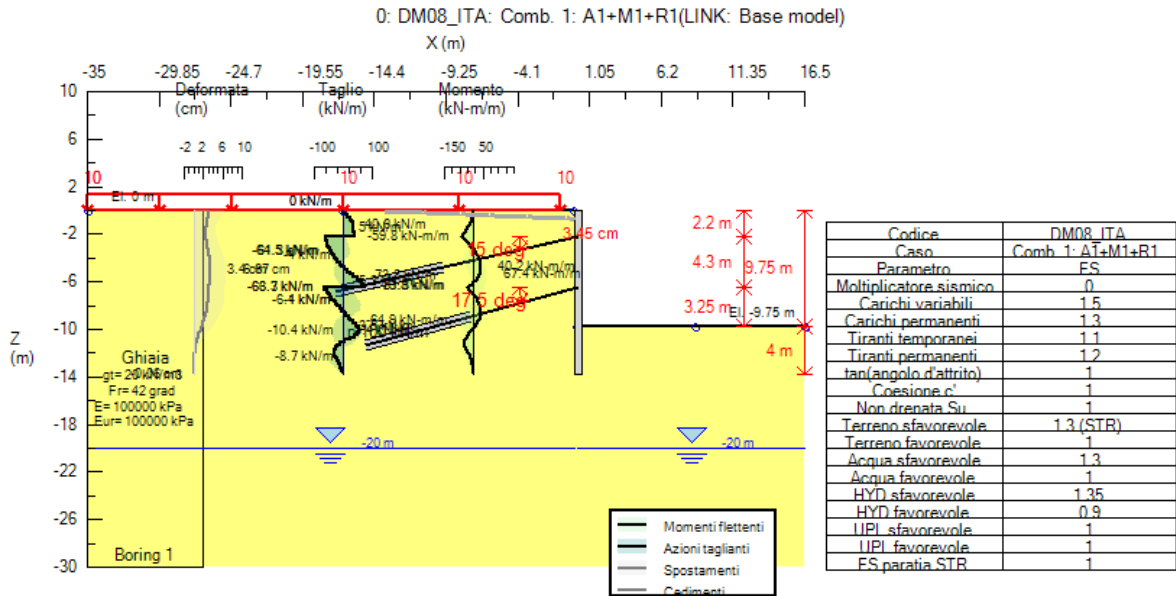
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



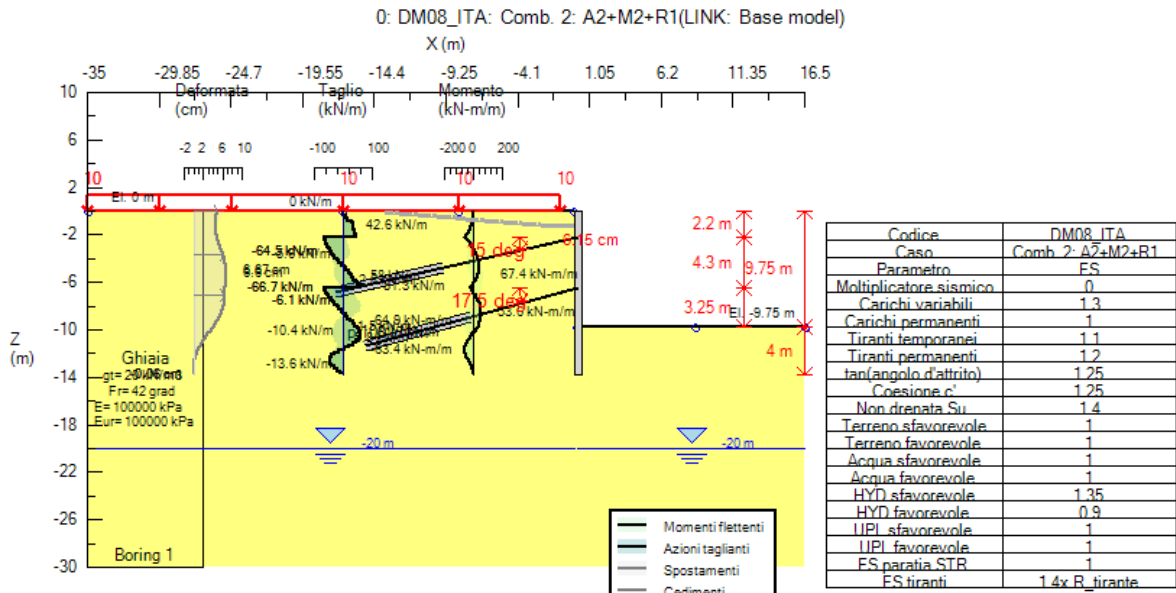
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



Design Section 1: 0: DM08_ITA: Comb. 1: A1+M1+R1

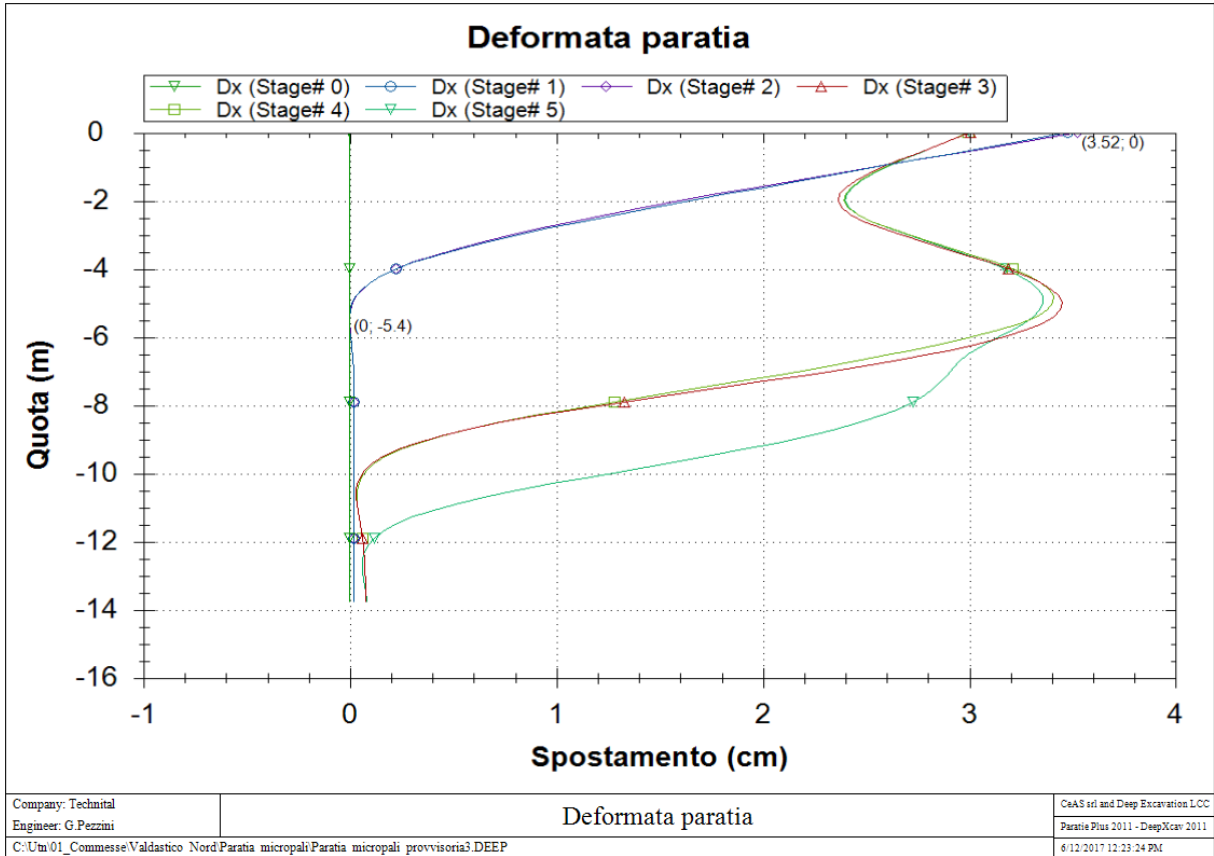


Design Section 2: 0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1



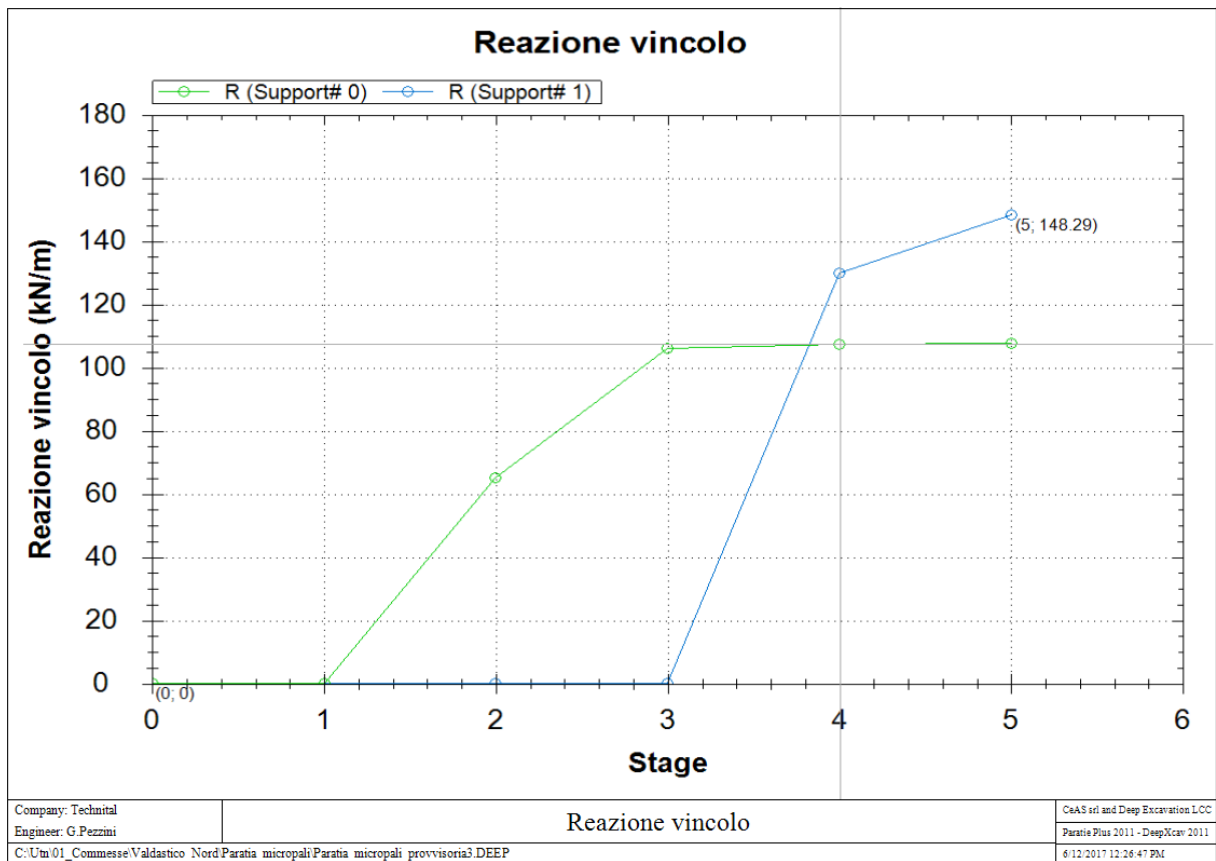
Spostamento (calcolato nella condizione caratteristica)

Lo spostamento orizzontale massimo è di circa 3,5cm ($\cong H / 280$). Tale spostamento è compatibile con la funzionalità dell'opera, come meglio precisato al paragrafo 7.10.



Massimo sforzo normale nei tiranti (Comb. 1: A1+M1)

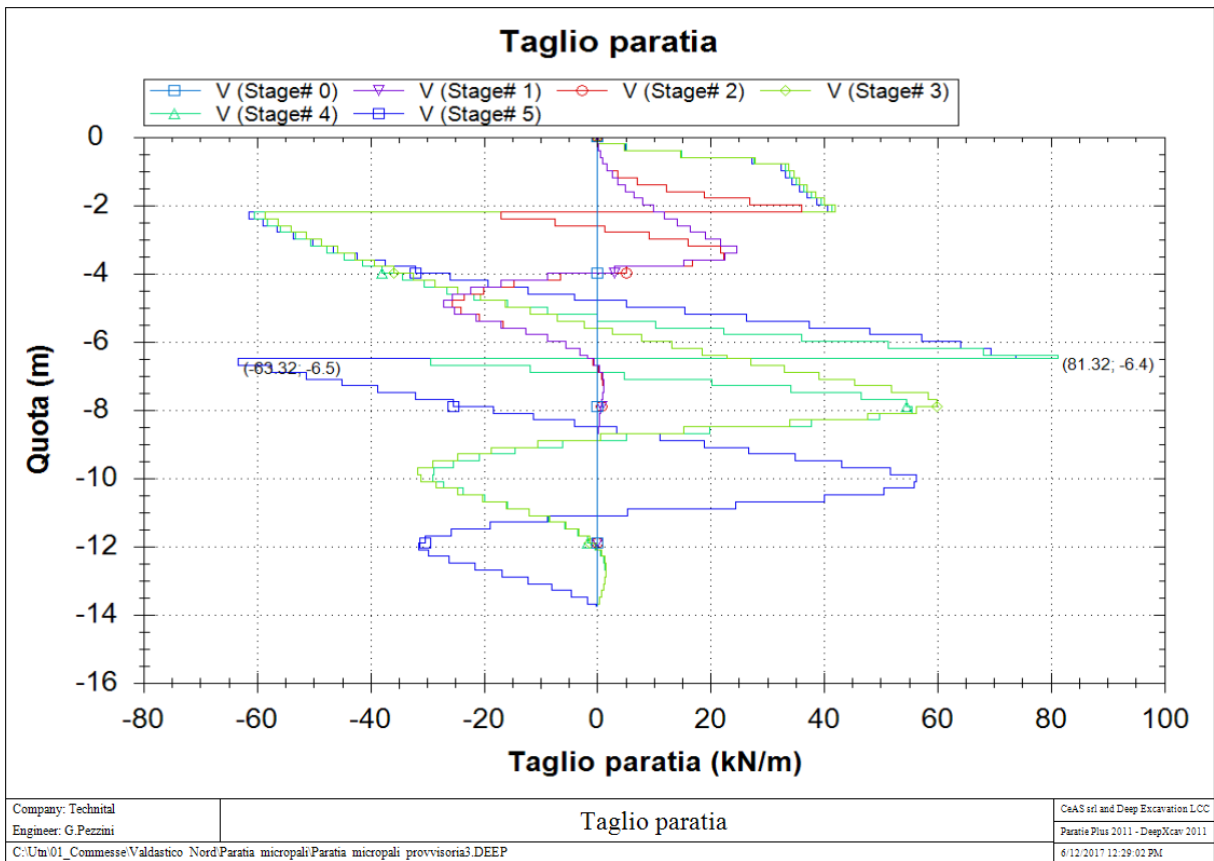
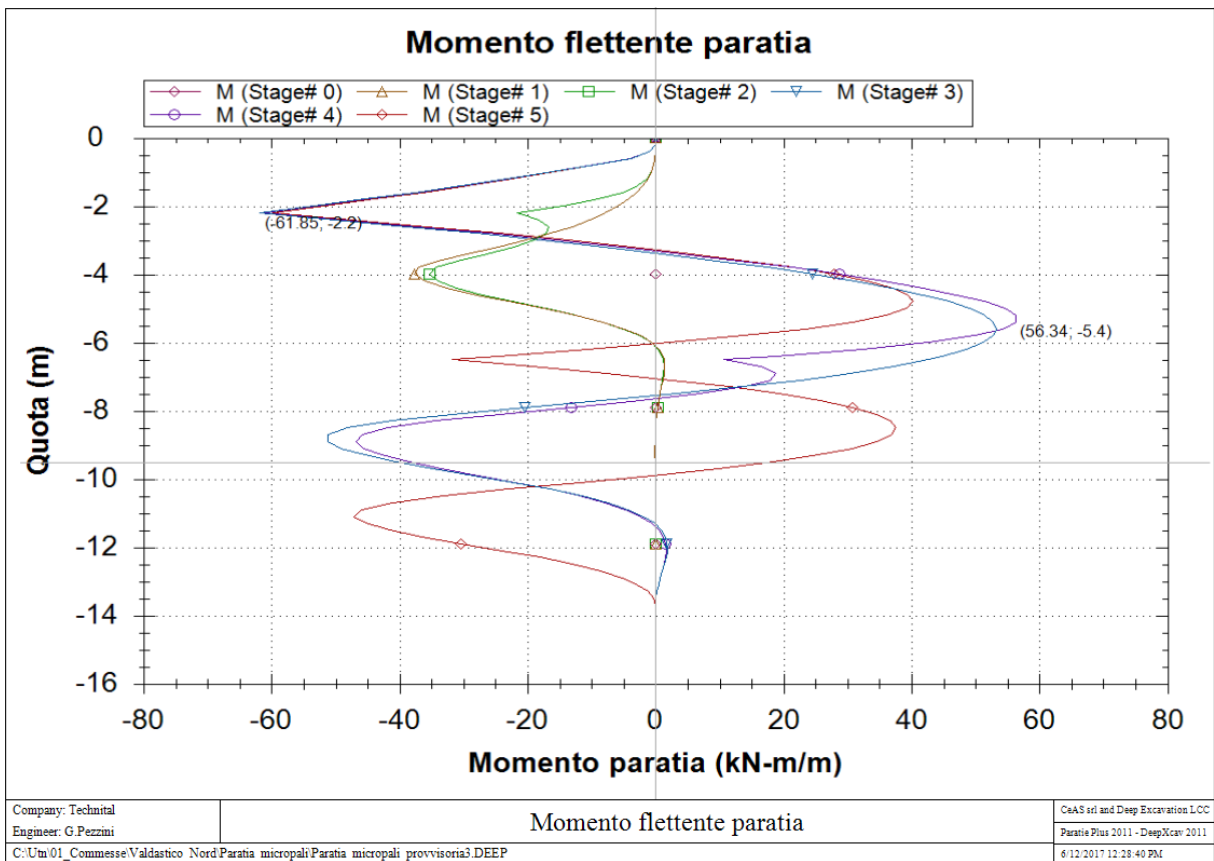
$REd = 148,3 \text{ kN/m} \times 2,4\text{m} \cong 356 \text{ kN} / \text{tirante}$



Sollecitazioni sulla paratia (Comb. 1: A1+M1)

Nei grafici seguenti si riportano i principali risultati ottenuti.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



7.7 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO DEI MICROPALI

Si verifica la sezione tubolare circolare di diametro esterno $D=168,3\text{mm}$, spessore = 8mm:

$A = 4027 \text{ mm}^2$ Area della sezione

$A_v = 2565 \text{ mm}^2$ Area di taglio

$W_{el} = 154080 \text{ mm}^3$ Modulo di resistenza elastico

La verifica è soddisfatta essendo:

$$\sigma = MEd \times i / W_{el} = 61850000 \times 0,40 / 154080 = 161 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = VEd \times i / A_v = 81320 \times 0,40 / 2565 = 12,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5} = 163 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

7.8 Verifiche dei tiranti

La verifica strutturale dei tiranti è ampiamente soddisfatta:

Il massimo sforzo nei tiranti, in combinazione A1+M1, vale:

$$T_s = 356 \text{ kN / tirante}$$

La resistenza dei tiranti a 4 trefoli da 0,6" vale:

$$T_{Rd} = 4 \times 139 \times 1450 / 1000 = 806 \text{ kN} > T_s \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Anche la verifica allo sfilamento dei tiranti è soddisfatta. Qui di seguito si riporta il calcolo del carico di progetto allo sfilamento:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,t}}$$

dove:

$$\gamma_{Ra,t} = 1,1 \text{ (per tiranti temporanei)}$$

$$R_{a,k} = \pi ds L_s q / 1.80$$

$ds = \alpha D =$ diametro del tratto iniettato $= 1,8 \times 12 \cong 20$ cm, con $\alpha = 1,8$ per iniezioni IRS in ghiaia;

$L_s =$ lunghezza del tratto iniettato $= 8$ m

$q =$ resistenza tangenziale all’interfaccia iniezione-terreno $= 200$ kPa (Curva SG.1 per ghiaie con N spt pari a circa 30: valore cautelativo).

$$R_{a,k} = \pi ds L_s q / 1.8 = 558 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{Ra,p}} = 558 / 1.1 = 507 \text{ kN} > T_s = 356 \text{ kN}$$

Anche la verifica allo sfilamento è pertanto soddisfatta:

Si riporta infine la verifica della lunghezza libera dei tiranti.

La lunghezza libera minima del tirante o lunghezza passiva è la lunghezza minima richiesta affinché l’ancoraggio del tirante ricada fuori dal cuneo di spinta attivo avente inclinazione di $45-\phi/2$ rispetto alla verticale.

Tale lunghezza viene incrementata di $h_{scavo}/5$ come riportato nel testo di Cestelli-Guidi “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” fig. 16.74:

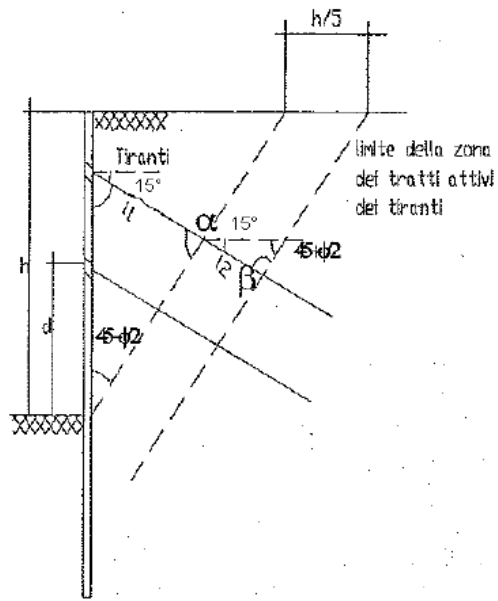
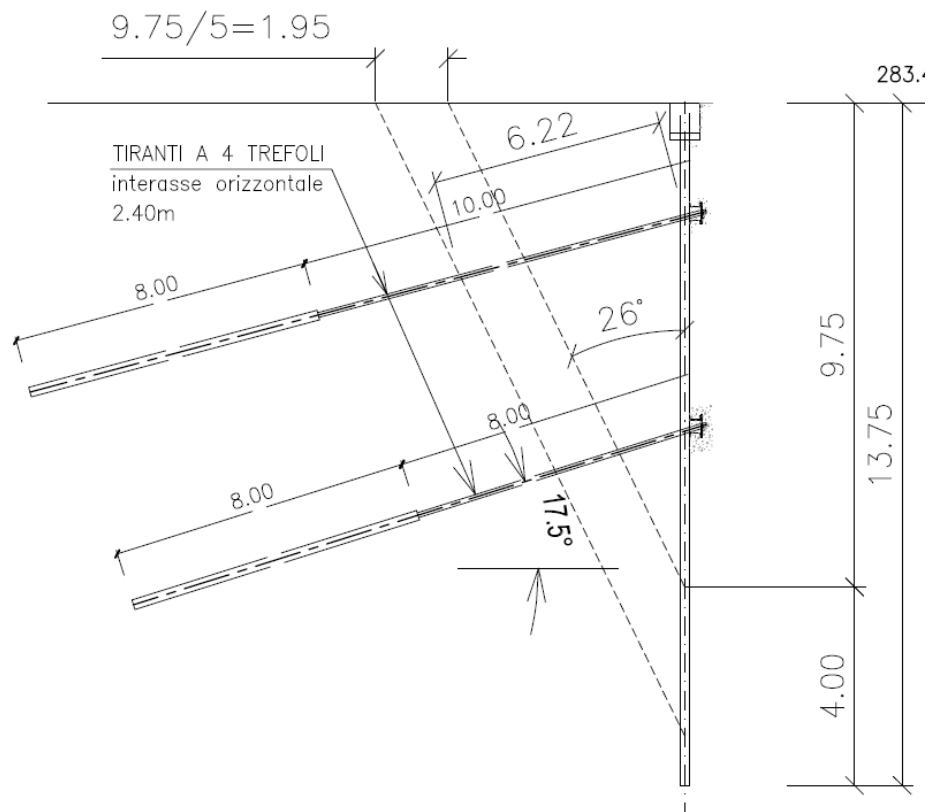


Fig. 16.74- Distanza minima proposta da Peek
oltre la quale disporre la fondazione dei tiranti
di ancoraggio di una paratia

La lunghezza libera minima risulta 6,22m, come illustrato nella seguente figura.



E' stata adottata a favore di sicurezza una lunghezza libera cautelativa di 10m per il primo ordine di tiranti e di 8m per il secondo.

7.9 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

La verifica di stabilità globale è caratterizzata dal parametro "FS Slope" riportato nella figura successiva, che per la combinazione statica considerata fornisce un valore superiore al coefficiente parziale indicato in tab 6.8.I dalle NTC:

$$\text{FS Slope} = 2,557 > \gamma_{R2} = 1.1 \quad \rightarrow \quad \text{Verifica soddisfatta.}$$

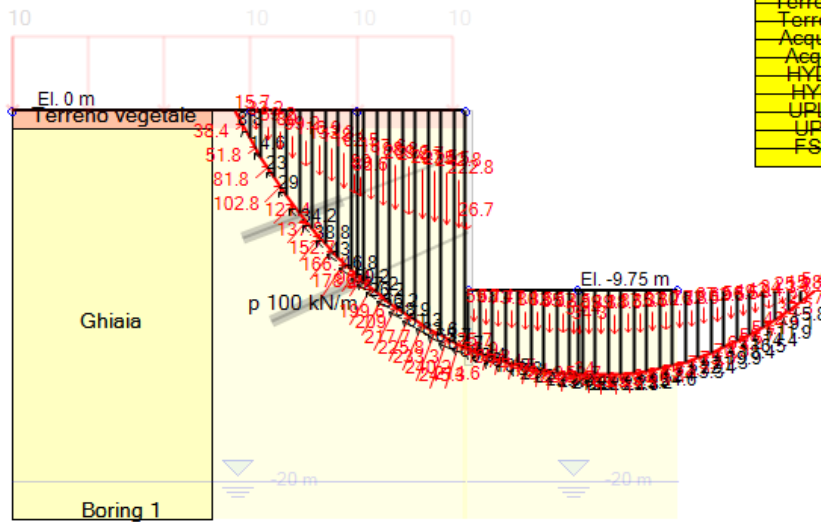
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

0: DM08_ITA: Comb. 2: A2+M2+R1 (LINK: Base model)

×FS= 2.557

Wall Toe Safety:	Micropali
FS Basal=	4.611
Passive Mob. FS=	2.152
Active Mob. FS=	1.237

Codice	DM08_ITA
Caso	Comb. 2: A2+M2+R
Parametro	FS
Moltiplicatore sismico	0
Carichi variabili	1.3
Carichi permanenti	1
Tiranti temporanei	1.1
Tiranti permanenti	1.2
tan(angolo d'attrito)	1.25
Coesione c'	1.25
Non drenata Su	1.4
Terreno sfavorevole	1
Terreno favorevole	1
Acqua sfavorevole	1
Acqua favorevole	1
HYD sfavorevole	1.35
HYD favorevole	0.9
UPL sfavorevole	1
UPL favorevole	1
FS paratia STR	1
FS tiranti	1.4x R_tirante



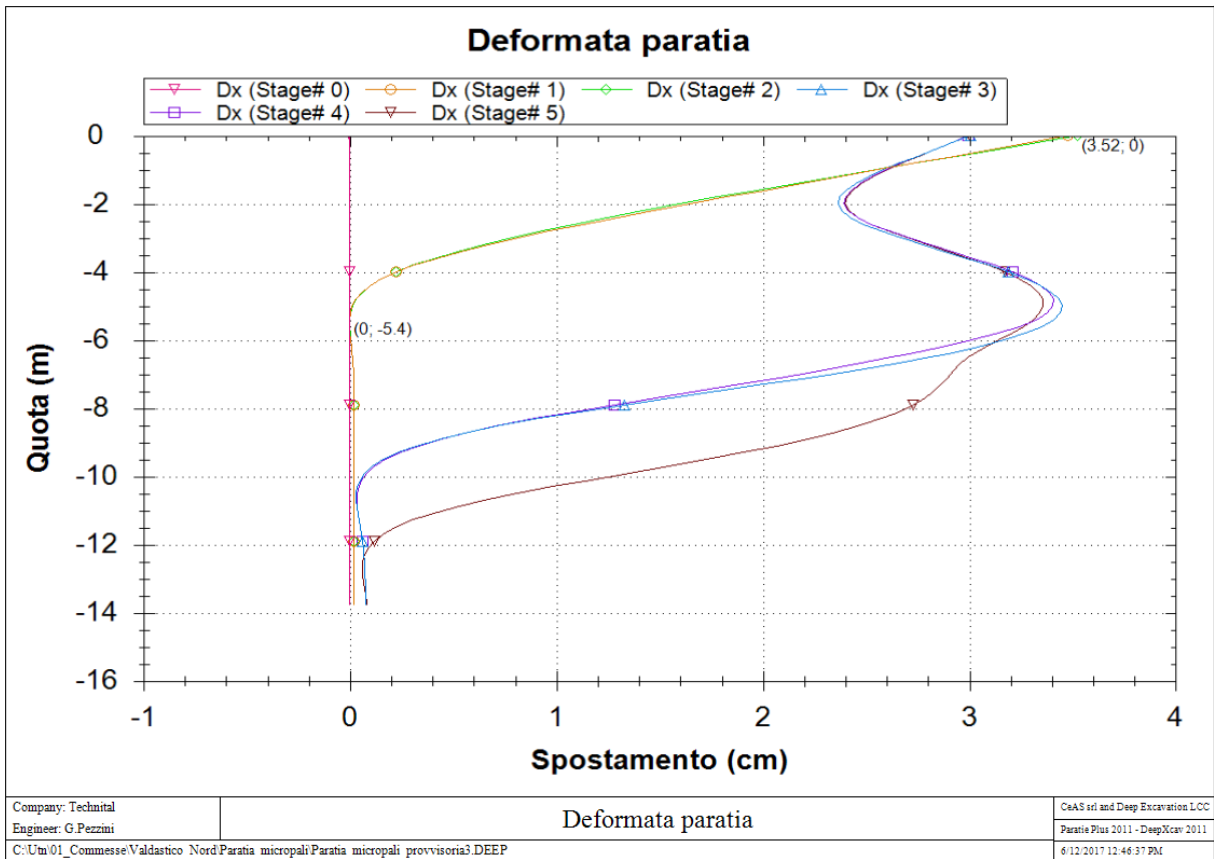
Fase Iniziale	Scavo -3.20m	T1	Scavo -7.50m	T2	Scavo -9.75m
---------------	--------------	----	--------------	----	--------------

Stage: 5/5 X: 5.1 Z: 6.2

>>

7.10 GIUDIZIO SULL’ACCETTABILITÀ DELLE DEFORMAZIONI

Come si può verificare nella figura sottostante, lo spostamento massimo in testa alla paratia è pari a 3.5cm circa.



Tali spostamenti sono compatibili con lo spazio previsto fra paratia e piedritti della galleria. Nei punti di minimo, in corrispondenza delle teste dei tiranti, si hanno infatti circa 10cm di spazio netto, superiore allo spostamento massimo previsto.

7.10.1 Analisi degli spostamenti e dei cedimenti in prossimità dei manufatti esistenti

Alla progressiva 2+123, lato sud, a tergo della paratia si trova un edificio residenziale a due piani, rappresentato nella fotografia sotto riportata.



Figura 28 – edificio esistente in prossimità della berlinese di sostegno dello scavo per la realizzazione della galleria artificiale

Il piano campagna nello stato di fatto è praticamente pianeggiante.

La distanza minima dell’edificio dall’asse berlinese è di 8 m.

Nel seguito si analizzano gli spostamenti del complesso terreno-opera nella sezione corrispondente per verificarne l’acceptabilità al fine di salvaguardare il manufatto esistente.

Da una prima valutazione geometrica sulla sezione in esame (v. figura seguente) si evince come l’edificio, nelle varie fasi di scavo, si trovi al di fuori del cuneo di spinta attiva individuato dalla superficie inclinata di $(45^\circ - \varphi/2)$ rispetto alla verticale, sebbene comunque nelle immediate vicinanze.

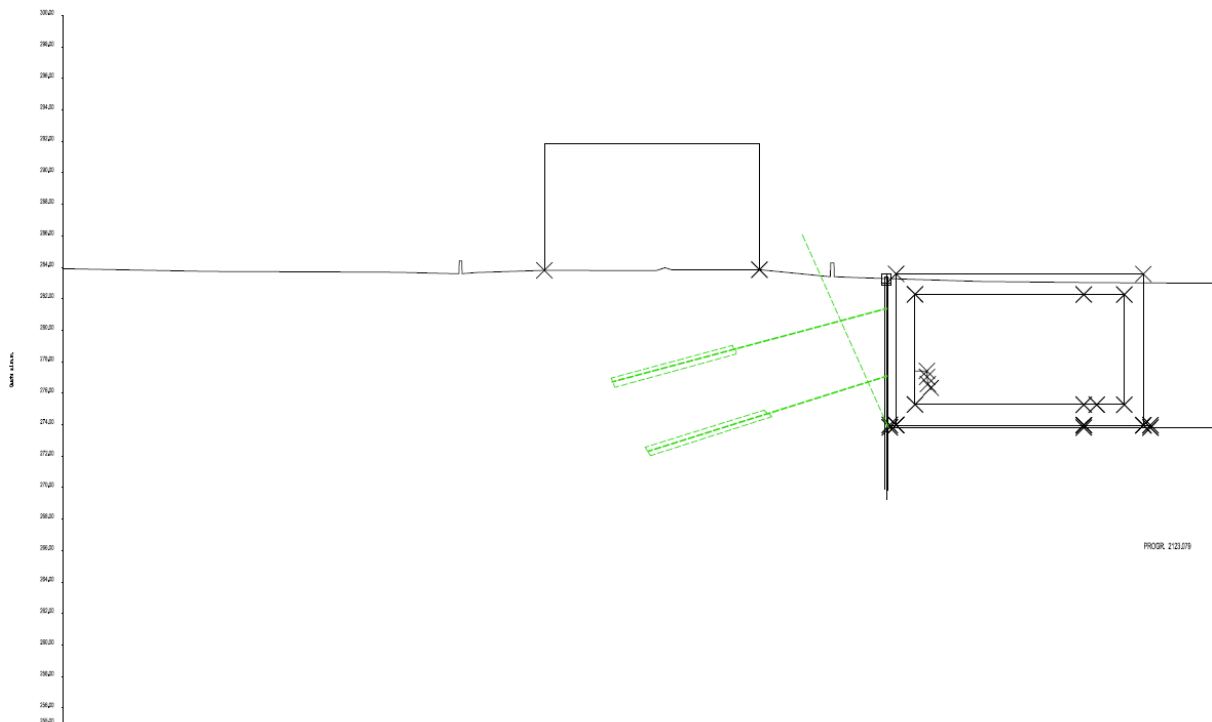


Figura 29 – sezione in corrispondenza dell’edificio e rappresentazione del cuneo di spinta attiva

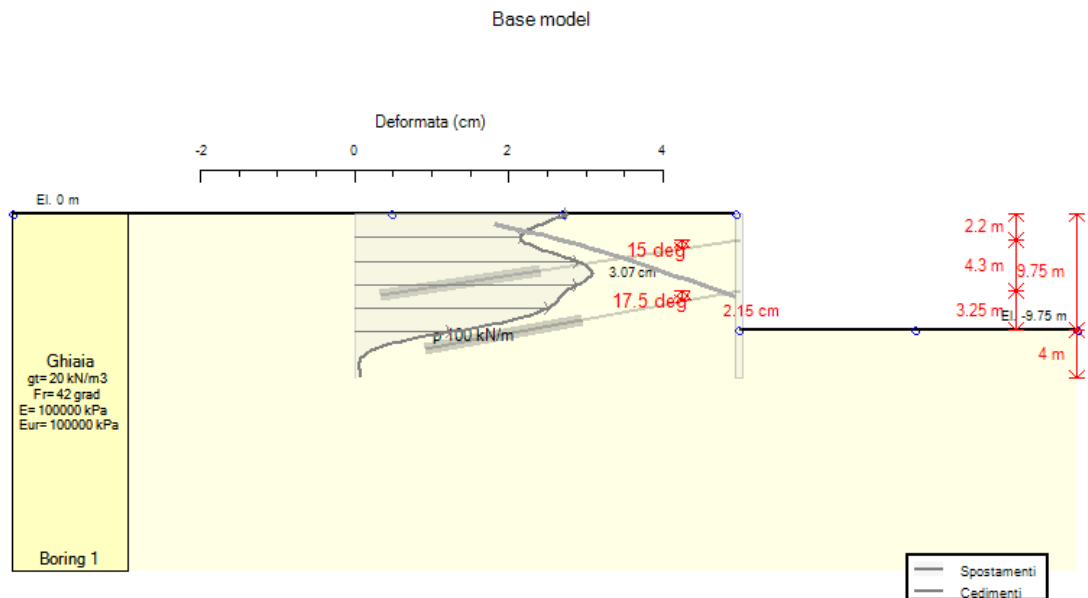
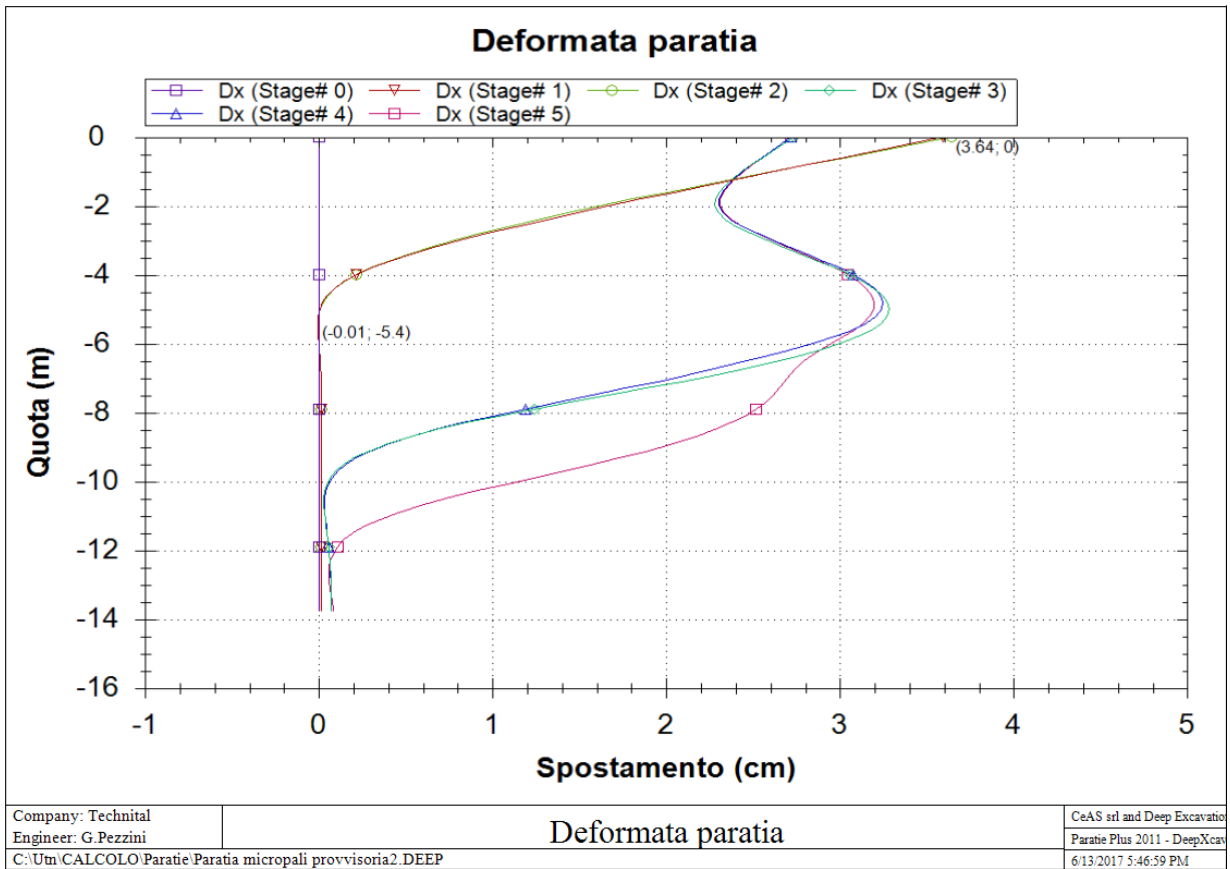
Nel calcolo svolto per la sezione corrente è stata considerata l’azione di un sovraccarico a tergo della struttura di sostegno uniformemente distribuito e pari a 10 kPa e si è adottato un angolo di attrito terreno-paratia nullo. Quest’analisi (cautelativa) ha stimato uno spostamento massimo della paratia di circa 3.5 cm.

L’obiettivo principale del calcolo della sezione corrente è legato alla massimizzazione delle sollecitazioni per la verifica degli elementi strutturali.

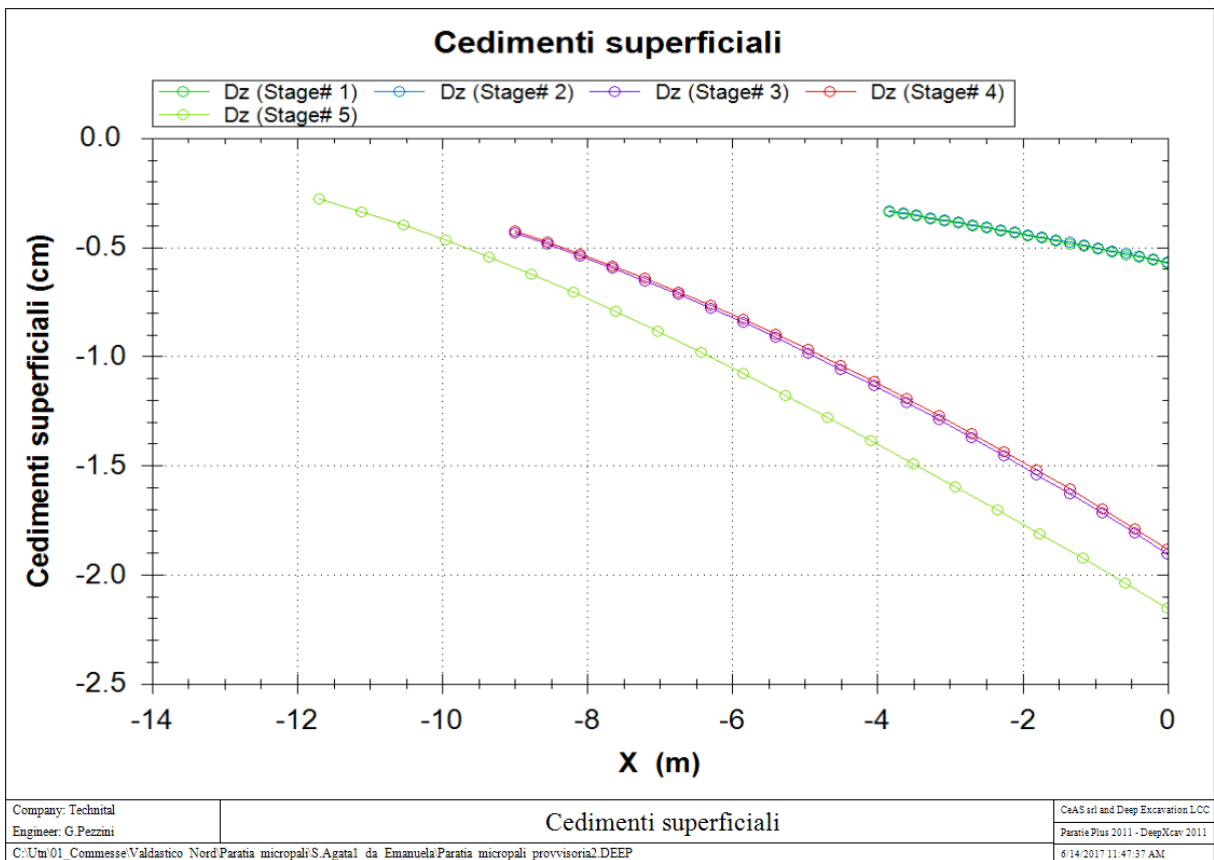
Lo studio focalizzato sugli spostamenti indotti all’edificio esistente merita un maggior grado di affinamento. Localmente non si applica il sovraccarico uniformemente distribuito di 10kPa dovuto ai mezzi di cantiere in quanto non circoleranno in quest’area proprio per la presenza dell’edificio.

In queste condizioni lo spostamento massimo stimato in testa è 3.6 cm nella prima fase di scavo senza attivazione dei tiranti e 2.6 cm nelle successive fasi di scavo (3.1 cm a mezza altezza).

Si rappresentano di seguito i diagrammi degli spostamenti della paratia stimati nelle fasi di scavo.



Si rappresentano di seguito i diagrammi dei cedimenti della superficie al piano campagna stimati.



Il cedimento verticale massimo alla superficie è di circa 2.2 cm in asse paratia. A distanza 8 m il cedimento vale circa 7 mm e giunge progressivamente a 0 a distanza 16 m dalla paratia.

In conclusione, se da un lato la prossimità dell’edificio esistente all’opera di sostegno rappresenta in generale una situazione di criticità, nello specifico caso in esame le elevate caratteristiche di resistenza e la bassa deformabilità del terreno in sito contengono gli spostamenti e i cedimenti superficiali entro limiti tali da non pregiudicare la stabilità dell’edificio in questione, con un livello di danno trascurabile.

1 ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO DEL PROGRAMMA PARATIE

*2. ADD GENERAL WALLS & DIMESIONS

wall Leftwall 0 -13.75 0 1

*3.1 DEFINE SURFACE FOR LEFT WALL

soil 0_L Leftwall -13.75 0 1 0

soil 0_R Leftwall -13.75 0 2 180

* BORING Boring 1

*DATA FOR LAYER: 1, SOIL TYPE= 1, Ghiaia

Ldata L1 0

weight 20 10 10

Resistance 0 42 0.162 5.045

atrest 0.331 0.5 1

Young 100000 100000

permeabil 0.0001

Endl

*START GENERAL MATERIALS

* GENERAL CONCRETE MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS
WITH FORCE/LENGTH^2

*Concrete material: 0 Name= C25/30, E= 31476MPa

material CONC_0_C 31476000

*Concrete material: 1 Name= C25/30, E= 31476MPa

material CONC_1_C 31476000

*Concrete material: 2 Name= Fc 3ksi, E= 21541.8MPa

material CONC_2_F 21541800

*Concrete material: 3 Name= C25/30, E= 28960MPa
material CONC_3_C 28960000

* GENERAL STEEL MEMBER MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT
UNITS WITH FORCE/LENGTH²

*Steel material: 0 Name= Fe360, E= 206000MPa
material STEEL_0_ 206000000

*Steel material: 1 Name= Fe510, E= 206000MPa
material STEEL_1_ 206000000

*Steel material: 2 Name= A36, E= 206000MPa
material STEEL_2_ 206000000

*Steel material: 3 Name= A50, E= 206000MPa
material STEEL_3_ 206000000

*Steel material: 4 Name= New steel 4, E= 206000MPa
material STEEL_4_ 206000000

* GENERAL REBAR MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH
FORCE/LENGTH², USED FOR ANCHORS

*Rebar material: 0 Name= Grade 60, E= 200100MPa
material REB_0_Gr 200100000

*Rebar material: 1 Name= Grade 75, E= 200100MPa
material REB_1_Gr 200100000

*Rebar material: 2 Name= Grade 80, E= 200100MPa
material REB_2_Gr 200100000

*Rebar material: 3 Name= Grade 150, E= 200100MPa
material REB_3_Gr 200100000

*Rebar material: 4 Name= Strands 270 ksi, E= 200100MPa
material REB_4_St 200100000

*Rebar material: 5 Name= S410, E= 210000MPa
material REB_5_S4 210000000

*Rebar material: 6 Name= S500, E= 210000MPa
material REB_6_S5 210000000

*Rebar material: 7 Name= B450C, E= 210000MPa
material REB_7_B4 210000000

* USER DEFINED MATERIALS - CONVERTED TO CONSISTENT UNITS WITH
FORCE/LENGTH^2, USED FOR ANCHORS

*User material: 0 Name= User mat 0, E= 1MPa
material USER_0_U 1000

* END GENERAL MATERIALS

mate stiffMAT 100000000000

BEAM Leftwall_BEAM Leftwall -13.75 0 STEEL_1_ 0.073011 00 00

WIRE SPL_0 Leftwall -2.2 REB_4_St 1.66399E-05 50 15 0 0

WIRE SPL_1 Leftwall -6.5 REB_4_St 1.94132E-05 100 17.5 0 0

* Strip surcharge not active on stage 0

STRIP Leftwall 2 2 1 34 0 10 45
STRIP Leftwall 3 3 1 34 0 10 45
STRIP Leftwall 4 4 1 34 0 10 45
STRIP Leftwall 5 5 1 34 0 10 45
STRIP Leftwall 6 6 1 34 0 10 45

* 10: GENERATE ALL STEP/STAGES

*START DATA FOR STAGE: 0 Name: Fase Iniziale

step 0 : Fase Iniziale

setwall Leftwall

setwall Leftwall

*Reduction effects for wall spacing are applied with the Dred command:

* Wall spacing: Horizontal $S = 0.4$ m, For water pressures $S_{act} = 0.17$ m, For earth pressures
 $S_{pass} = 0.4$ m

* Reduction factors: Earth= $S_{res}/S = 1$, Water= $S_{act}/S = 0.425$

DRED 0 1 0.425 1 0.425

geom 0 0

water -14 0 -4030 0 0

SURCHARGE 0 0 0 0

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 0 NAME: Fase Iniziale

*START DATA FOR STAGE: 1 Name: Scavo -3.20m

step 1 : Scavo -3.20m

setwall Leftwall

setwall Leftwall

*Reduction effects for wall spacing are applied with the Dred command:

* Wall spacing: Horizontal $S= 0.4$ m, For water pressures $S_{act}= 0.17$ m, For earth pressures $S_{pass}= 0.4$ m

* Reduction factors: Earth= $S_{res}/S= 1$, Water= $S_{act}/S = 0.425$

DRED -3.2 1 0.425 1 0.425

geom 0 -3.2

water -14 0 -4030 0 0

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 1 NAME: Scavo -3.20m

*START DATA FOR STAGE: 2 Name: T1

step 2 : T1

setwall Leftwall

setwall Leftwall

*Reduction effects for wall spacing are applied with the Dred command:

* Wall spacing: Horizontal $S= 0.4$ m, For water pressures $S_{act}= 0.17$ m, For earth pressures $S_{pass}= 0.4$ m

* Reduction factors: Earth= $S_{res}/S= 1$, Water= $S_{act}/S = 0.425$

DRED -3.2 1 0.425 1 0.425

geom 0 -3.2

water -14 0 -4030 0 0

ADD SPL_0

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 2 NAME: T1

*START DATA FOR STAGE: 3 Name: Scavo -7.50m

step 3 : Scavo -7.50m

setwall Leftwall

setwall Leftwall

*Reduction effects for wall spacing are applied with the Dred command:

* Wall spacing: Horizontal $S= 0.4$ m, For water pressures $S_{act}= 0.17$ m, For earth pressures $S_{pass}= 0.4$ m

* Reduction factors: Earth= $S_{res}/S= 1$, Water= $S_{act}/S = 0.425$

DRED -7.5 1 0.425 1 0.425

geom 0 -7.5

water -14 0 -4030 0 0

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 3 NAME: Scavo -7.50m

*START DATA FOR STAGE: 4 Name: T2

step 4 : T2

setwall Leftwall

setwall Leftwall

*Reduction effects for wall spacing are applied with the Dred command:

* Wall spacing: Horizontal $S= 0.4$ m, For water pressures $S_{act}= 0.17$ m, For earth pressures $S_{pass}= 0.4$ m

* Reduction factors: Earth= $S_{res}/S= 1$, Water= $S_{act}/S = 0.425$

DRED -7.5 1 0.425 1 0.425

geom 0 -7.5

water -14 0 -4030 0 0

ADD SPL_1

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 4 NAME: T2

*START DATA FOR STAGE: 5 Name: Scavo -9.75m

step 5 : Scavo -9.75m

setwall Leftwall

setwall Leftwall

*Reduction effects for wall spacing are applied with the Dred command:

* Wall spacing: Horizontal $S = 0.4$ m, For water pressures $S_{act} = 0.17$ m, For earth pressures
 $S_{pass} = 0.4$ m

* Reduction factors: Earth = $S_{res}/S = 1$, Water = $S_{act}/S = 0.425$

DRED -9.75 1 0.425 1 0.425

geom 0 -9.75

water -20 0 -4030 0 0

ENDSTEP

*END DATA FOR STAGE 5 NAME: Scavo -9.75m

set country english

*

*