

S.S. 42 "DEL TONALE E DELLA MENDOLA"
VARIANTE EST DI EDOLO

PROGETTO DEFINITIVO



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

PONTE SUL FIUME OGLIO
SPALLA DX
RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T02VI01STRRE04_B

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

COMI21 D 1810

CODICE ELAB. T02VI01STRRE04

B

-

C

B

REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS
E PER RICHIESTA MODIFICA TRACCIATO

Agosto 2021

M. Barale

A. Rodino

A. Rodino

A

EMISSIONE

Maggio 2021

M. Barale

A. Rodino

A. Rodino

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. INQUADRAMENTO GENERALE	3
4. OPERA IN PROGETTO	5
5. PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO	6
6. PARAMETRI GEOTECNICI	10
7. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
8. CRITERI DI CALCOLO	16
8.1 Condizioni Statiche	16
8.2 Condizioni Sismiche	18
9. AZIONI DI CALCOLO	20
9.1 Carichi permanenti	20
9.2 Azioni trasmesse dall'impalcato	20
9.3 Sovraccarico sulla sede stradale	20
9.4 Spinta delle terre	20
9.5 Azioni sismiche (E)	21
9.5.1 Fattore di comportamento	22
10. COMBINAZIONI DI CARICO	23
11. METODO DI CALCOLO E MODELLO STRUTTURALE	26
11.1 Codice di calcolo utilizzato	33
12. VERIFICHE STRUTTURALI	34
13. VERIFICHE A FESSURAZIONE	47
14. VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	51
14.1 Verifiche strutturali	54
14.2 Verifiche di Capacità Portante singolo palo	55
14.3 Verifiche di Capacità Portante Palificata	57
15. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	58
15.1 Cedimenti verticali	58
15.2 Spostamenti orizzontali	59

16. SCORRIMENTI AGLI APPOGGI.....	60
16.1 Spostamenti della struttura.....	60
16.2 Spostamenti del terreno.....	61
16.3 Spostamenti totali.....	62
17. CONCLUSIONI.....	63

1. Introduzione

La presente relazione viene redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Oggetto della presente relazione é il Ponte sul Fiume Oglio.

Trattasi di un ponte con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo costituito da una unica campata, ad asse rettilineo in semplice appoggio, della lunghezza (distanza tra gli appoggi) pari a 60.00 m.

Nella presente relazione vengono espone le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alla **spalla in sponda DX** del ponte in oggetto.

Da evidenziare che, in relazione alla limitata deformabilità delle spalle di appoggio dell'impalcato, per la presenza degli elementi di fondazione indiretta, e in relazione allo schema strutturale a campata unica semplicemente appoggiata, il modello di calcolo adottato si limita alla sola spalla applicando su di essa, sugli appoggi fissi e mobili, le azioni derivanti dall'impalcato soprastante.

Per quanto riguarda le verifiche dell'impalcato del ponte e della spalla in sponda SX si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

2. Normative di riferimento

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»";
- Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";
- Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione";
- UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-2:2007 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio";
- UNI EN 1994-2:2008 "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio - cls – Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- CNR UNI 10011/1997 "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR UNI 10016/2000 "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

3. Inquadramento Generale

Ai fini delle analisi e delle verifiche riportate nella presente relazione, nel seguito si evidenziano le principali caratteristiche di Ubicazione e Classificazione dell'opera necessarie per la più corretta definizione delle azioni di calcolo, in accordo a quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

Il nuovo ponte in oggetto è ubicato a monte dell'abitato di Edolo e consente alla nuova variante stradale in progetto di scavalcare il letto del Fiume Oglio per connettersi, tramite una intersezione in rotatoria, alla attuale sede stradale della SS n. 42 "*del Tonale e della Mendola*".



Vista Satellitare

Per l'opera in oggetto si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

- Latitudine: 46.1877
- Longitudine: 10.3404
- Elevazione: 750 m s.l.m.
- Zona sismica: 3 (Ai sensi della DGR 11/07/2014 n. X/2129);

- Tipo di costruzione: 2 (costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2,0$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni

4. Opera in progetto

La spalla oggetto della presente relazione presenta una fondazione delle dimensioni in pianta di 20.50 m x 8.70 m e spessore pari a 1.60 m.

L'elevazione, dello spessore di 1.60 m, è pari a 7.50 m.

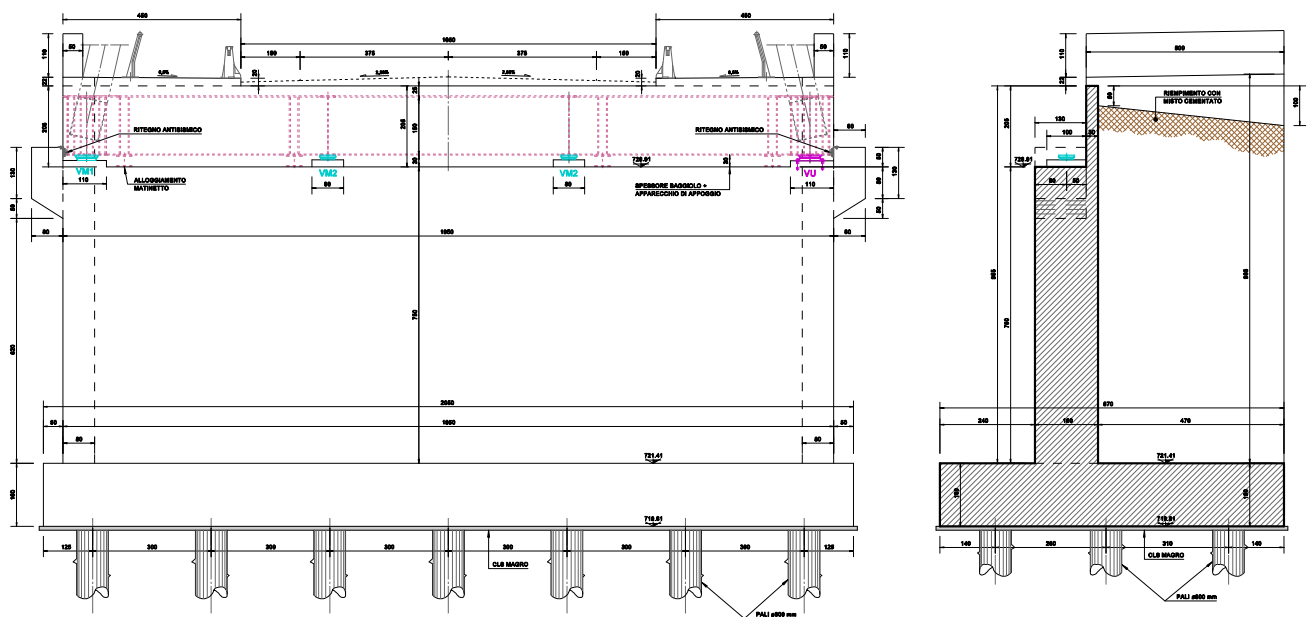
Su di essa trovano collocazione gli apparecchi di appoggio dell'impalcato che saranno posti su specifici baggioli in c.a..

Gli apparecchi di appoggio previsti sono tali da realizzare il vincolo mobile della soletta di impalcato nei confronti degli scorrimenti longitudinali e trasversali.

L'altezza complessiva della spalla, compresa la fondazione ed il parapagliaia, è pari a circa 11.35 m.

Le pareti laterali presentano spessore pari a 0.80 m nella parte inferiore e pari a 0.50 m nella parte superiore relativa la parapetto.

A tergo della elevazione, nell'ambito del rilevato stradale, è previsto un riempimento in misto cementato che consente di realizzare una variazione graduale di rigidezza del fondo stradale nel passaggio da questo, più deformabile, alla soletta di impalcato.



Prospetto frontale

Sezione longitudinale in asse

Per maggiori dettagli in merito si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto.

5. Parametri sismici di riferimento

La definizione delle azioni sismiche di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante i seguenti parametri:

- Accelerazione sismica al sito: a_g [m/s²]
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: F_0
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: T^*_c [s]

variabili in funzione delle coordinate geografiche di localizzazione dell'opera (latitudine e longitudine) ed in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento adottata e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito ("Allegato B - Tabella 1" del D.M. Infr. del 14/01/2008^(*)).

^(*) Per la definizione dei parametri sismici di cui sopra, il D.M. 17/01/18, al cap. 3.2, rimanda agli Allegati A e B del D.M. 14/01/08).

Nella tabella che segue sono riassunti, per i quattro vertici del reticolo di riferimento che racchiudono il sito in esame, i valori identificativi in termine di numero ed ubicazione geografica e le rispettive distanze dal sito di costruzione.

Posizione del sito		Nodi intorno al sito			
Comune:	Edolo - (BS)	ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
Longitudine	10.3404	9169	10.3180	46.1940	1.8629
Latitudine	46.1877	9391	10.3210	46.1440	5.0885
Cerca con Google Map		9392	10.3930	46.1460	6.1628
Isola:	Sardegna	9170	10.3900	46.1960	3.9316

I parametri sismici per il sito di costruzione vengono quindi determinati come media ponderata tra i quattro vertici di cui sopra adottando come "peso" l'inverso delle relative distanze:

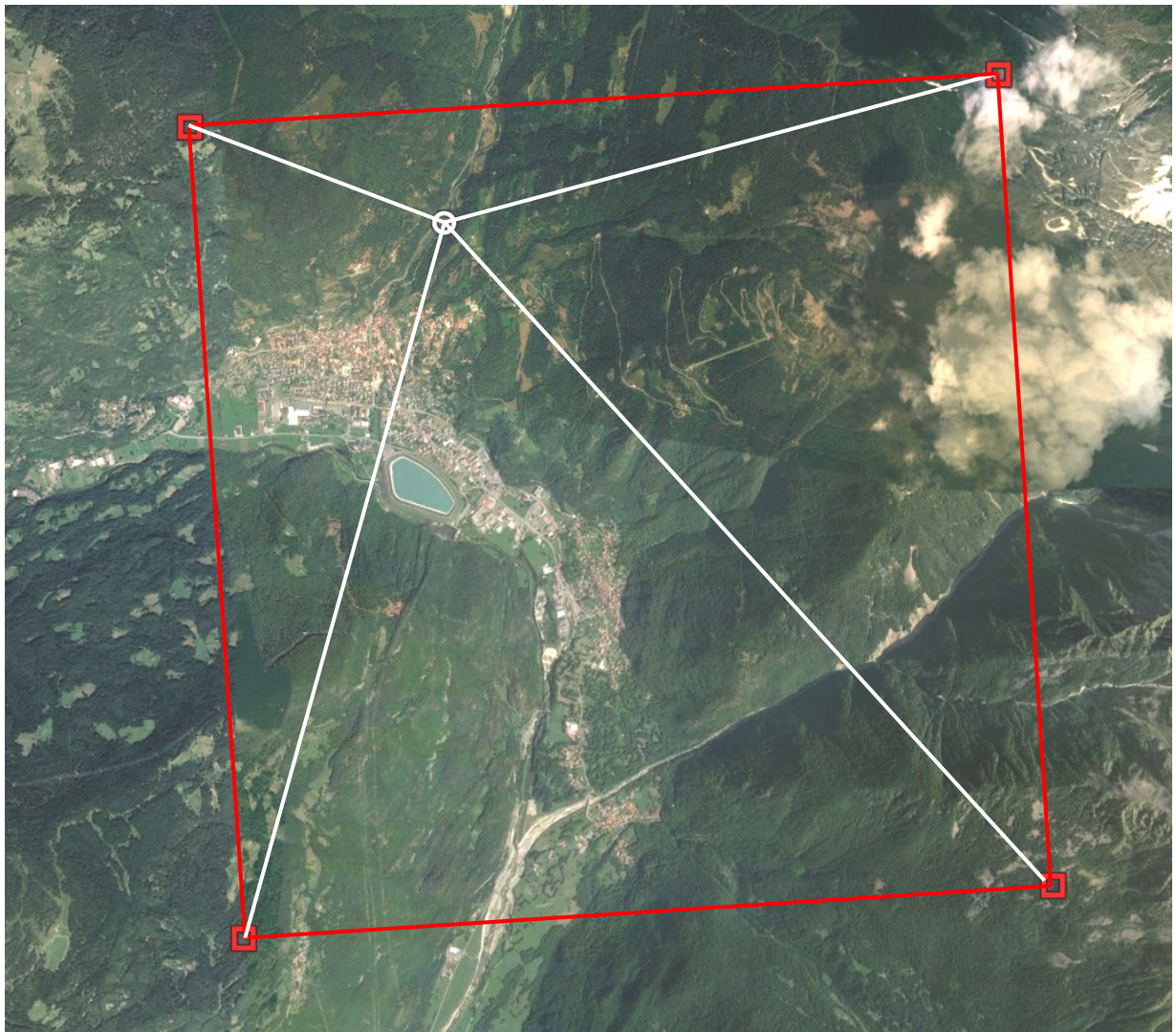
$$p = \frac{\sum_1^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_1^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

p = valore del parametro di interesse;

p_i = valori del parametro relativi ai quattro vertici del reticolo;

d_i = distanze dei quattro vertici dal punto in esame.



Localizzazione vertici del reticolo di riferimento e sito di costruzione

Per il sito oggetto di studio si riportano pertanto i valori base dei suddetti parametri per le verifiche allo Stato limite Ultimo (SLV), corrispondenti ad una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento (ossia per un Tempo di Ritorno TR = 949 anni):

- Accelerazione sismica al sito: $a_g = 0.0717 \text{ g}$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: $F_0 = 2.7974$;
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: $T^*_C = 0.311 \text{ s}$;

per le verifiche allo Stato limite di Danno (SLD), per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento (ossia per un Tempo di Ritorno TR = 101 anni):

- Accelerazione sismica al sito: $a_g = 0.0382 \text{ g}$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: $F_0 = 2.6586$;
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: $T^*_C = 0.230 \text{ s}$.

per le verifiche allo Stato limite di Operatività (SLO), per una probabilità di superamento del 81% nel periodo di riferimento (ossia per un Tempo di Ritorno TR = 60 anni):

- Accelerazione sismica al sito: $a_g = 0.0324 \text{ g}$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: $F_0 = 2.6305$;
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: $T^*_C = 0.209 \text{ s}$.

Pericolosità sismica

Tipo costruzione (Art. 2.4.1) Classe d'uso (Art. 2.4.2) Cu:

Vita Nominale di progetto Vn (anni):

Periodo di rif. calcolato: $V_R = \max(V_n \cdot C_u, V_{rMin}) = \max(100.00, 100.00) = 100.00$ anni Vr:

Livello di sicurezza %:

Pvr % (Art. 3.2.1)	
SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno Tr (anni)	
SLO	60
SLD	101
SLV	949
SLC	1950

Posizione del sito
 Comune:
 Longitudine
 Latitudine

 Isola:

Nodi intorno al sito			
ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
9169	10.3180	46.1940	1.8629
9391	10.3210	46.1440	5.0885
9392	10.3930	46.1460	6.1628
9170	10.3900	46.1960	3.9316

Parametri di pericolosità sismica			
	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.32440879	2.63051136	0.20897756
SLD	0.38216029	2.65858893	0.23000000
SLV	0.71671137	2.79738299	0.31078969
SLC	0.86049443	2.84424302	0.32903347

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec², moltiplicarlo per 0.9806

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

In relazione a quanto emerso dalle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, il terreno si classifica come appartenente alla categoria "B" ossia: *"Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s"*.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

A tale tipologia di sottosuolo si associa il seguente valore del coefficiente di Amplificazione Stratigrafica delle azioni sismiche:

$$S_S = 1.20$$

Il coefficiente di Amplificazione Topografica può essere assunto per la categoria topografica T1 (*Superficie pianeggiante, pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$*) pari a:

$$S_T = 1.00$$

6. Parametri geotecnici

Sulla base delle indagini svolte e di quanto riportato nella documentazione a carattere geologico-geotecnico, la situazione litostratigrafica locale lungo lo sviluppo dei pali della spalla in oggetto viene schematizzata come segue:

- *strato 1) da piano fondazione fino a circa 6,00 m:*
depositi alluvionali grossolani costituiti da ciottoli sub-arrotondati poligenici in sabbia, da debolmente limosa a limosa, e ghiaia eterometrica;
- *strato 2) da circa 6,00 m fino a circa 12,00 m:*
breccia grossolana di micascisto in matrice limoso-sabbiosa e ciottoli poligenici;
- *strato 3) oltre 12,00 m:*
substrato roccioso costituito da micascisto fratturato.

Nella tabella che segue sono sintetizzati i corrispondenti valori "caratteristici" dei parametri geotecnici utilizzati nelle elaborazioni e verifiche, giudicati sufficientemente cautelativi.

Strato	Prof. [m]	γ_k [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	E_k [MPa]
1	0 - 6.00	19.0	0.0	40	40
2	6.00 - 12.00	20.0	0.0	40	50
3	> 12.00	22.0	150.0	25	200

γ = densità
 ϕ_k = angolo di resistenza al taglio
 c_k = coesione
 E_k = modulo elastico

Per la definizione dei parametri geotecnici da attribuire al nuovo rilevato stradale si è fatto riferimento a valori di letteratura comunemente assunti per rilevati di nuova costruzione realizzati con materiali aridi con buon grado di compattazione.

Relativamente all'angolo di attrito si possono citare ad esempio le correlazioni di Schmertmann 1978, riportate nel diagramma seguente.

Sabbia fine uniforme $\Rightarrow \phi = 28 + 0,14D_r$,

Sabbia media uniforme o fine ben gradata $\Rightarrow \phi = 31,5 + 0,10D_r$,

Sabbia grossa uniforme o media ben gradata $\Rightarrow \phi = 34,5 + 0,10D_r$,

Ghiaietto uniforme o sabbie e ghiaie poco limose $\Rightarrow \phi = 38 + 0,08D_r$,

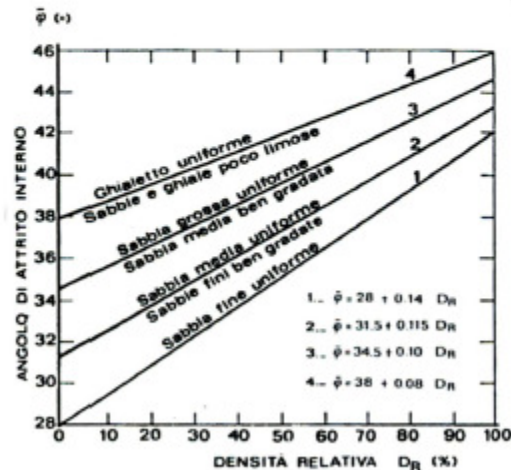


Figura 1. 6 Correlazione di Schmertmann [3]

Per una densità relativa cautelativa del rilevato pari al 80% risulta essere $\phi = 44^\circ$

Altra fonte è rappresentata, ad esempio, dal “Corso di Principi di Infrastrutture Viarie” della Università del Sannio – BN che riassume i valori sottostanti per materiale sciolto e compatto, variabili nell’ordine di $45 \div 50^\circ$.

Tabella 5.1 – Differenze misurate tra gli angoli di attrito di vari materiali prima e dopo il costipamento

Materiale	sciolto	compatto
Sabbia a granuli arrotondati, uniforme	27°	34°
Sabbia a spigoli vivi, ben graduata	33°	45°
Ghiaia sabbiosa	35°	50°
Sabbia limosa	27° ÷ 33°	30° ÷ 35°
Limo inorganico	27° ÷ 30°	30° ÷ 35°

La tabella seguente riporta infine valori comuni per il modulo elastico.

Terreno	E_t (daN/cm ²)
argilla molto molle	3.5 ÷ 21
argilla molle	17.5 ÷ 42
argilla di media consistenza	42 ÷ 84
argilla compatta	70 ÷ 175
argilla limosa	280 ÷ 420
limo sabbioso	70 ÷ 210
sabbia sciolta	105 ÷ 245
sabbia densa media	490 ÷ 840
sabbia densa e ghiaia	980 ÷ 1960

Alla luce di quanto sopra, per il rilevato stradale si sono assunti i seguenti parametri ritenuti sufficientemente cautelativi:

γ_k [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	E_k [MPa]
20.0	0.0	38	50

7. Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo Pali di Fondazione C25/30

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 30.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 25.00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 33.00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1.80	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1.50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 14.17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.20	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31480	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC2
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Copriferro minimo:	75 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.60
Classe di consistenza:	S3

Calcestruzzo Fondazione Spalla C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 28.00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 36.00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2.77	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1.94	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1.50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 15.87	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.29	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32310	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC2
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Copriferro minimo:	50 mm
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.55
Classe di consistenza:	S3

Calcestruzzo Elevazione Spalla C32/40

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 32,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 40,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,12	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 18,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,41	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33350	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC4 + XD3 + XF4
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Copriferro minimo:	50 mm
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50
Classe di consistenza:	S3

Calcestruzzo Baggioli C35/45

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 45,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 35,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 43,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,21	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,25	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 19,83	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,50	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 34080	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC3 + XD1
Diametro massimo dell'aggregato:	15 mm
Copriferro minimo:	35 mm
Contenuto minimo di cemento:	360 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.45
Classe di consistenza:	S4

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)" (§ 4.1.2.1.2.2).

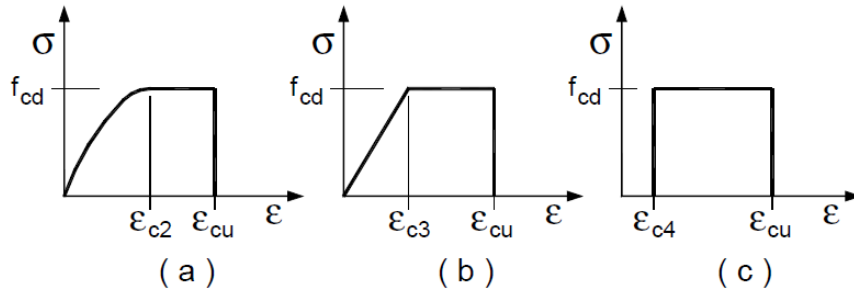


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

con: $\epsilon_{c2} = 0.20\%$; $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

Acciaio da c.a. tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

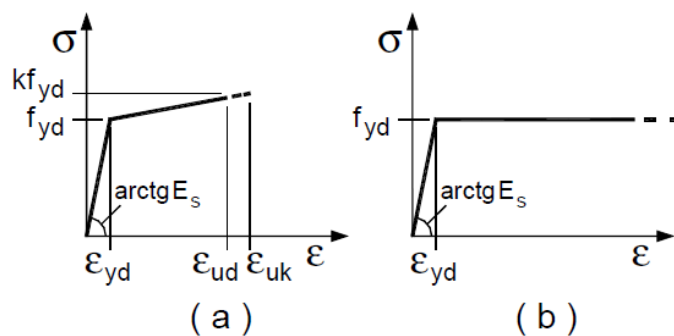


Figura 4.1.2– Modelli σ - ϵ per l'acciaio

con: $\epsilon_{yd} = 0.187\%$; $\epsilon_{ud} = 1.00\%$

8. Criteri di calcolo

In riferimento alla struttura della spalla in c.a. in oggetto, i calcoli e le verifiche strutturali riportati nella presente relazione sono eseguiti secondo il Metodo Semiprobabilistico degli Stati Limite sia in condizioni statiche (stati limite Ultimi – SLU e di Esercizio – SLE), sia in condizioni sismiche (stato limite di salvaguardia della vita – SLV).

8.1 Condizioni Statiche

Stati limite ultimi (SLU):

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono effettuate verificando il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove: E_d = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d = valore della resistenza di progetto.

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;

γ_G, γ_Q = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione;

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

I coefficienti di combinazione delle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.V):

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁰¹	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ _{ε1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ _{ε2} , γ _{ε3} , γ _{ε4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Stati limite di esercizio (SLE):

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

combinazione rara: $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
combinazione frequente: $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
combinazione quasi permanente: $E_d = G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ₀, ψ₁, ψ₂ si attribuiscono i seguenti valori (§5.1.3.14 - Tab. 5.1.VI):

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

8.2 Condizioni Sismiche

Stato limite di Salvaguardia della vita (SLV):

Le azioni sollecitanti di calcolo sono determinate secondo la seguente formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;
- E = valore dell'azione sismica per lo Stato Limite "SLV" ricavato dallo spettro di risposta elastico relativo con le ordinate opportunamente ridotte mediante il fattore di comportamento "q";
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} = coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} .

Stati limite di Danno e di Operatività (SLD - SLO):

Le azioni sollecitanti di calcolo sono ancora determinate secondo la formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove "E" in questo caso é l'azione sismica calcolata in relazione allo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Danno o di Operatività rispettivamente.

In tutti i casi gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali :

$$G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Nelle condizioni sismiche si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e portati mentre non si considerano agenti sull'impalcato e sulla sede stradale i sovraccarichi da traffico (§5.1.3.12).

9. Azioni di calcolo

Per le analisi relative alla struttura in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

- carichi permanenti strutturali (pesi propri)
- carichi permanenti portati non strutturali (rilevato stradale, pavimentazione, ecc...)
- azioni trasmesse agli appoggi dall'impalcato del ponte
- sovraccarico di esercizio sulla sede stradale
- spinte del terreno contro le pareti della struttura
- incrementi di spinta del terreno dovuti ai sovraccarichi stradali
- azioni sismiche

9.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera, determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento, assumendo un peso unitario del c.a. pari a 25 kN/m^3 e dal peso del rilevato stradale gravante sulla fondazione della spalla assunto pari a 20 kN/m^3 .

9.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

I valori dei carichi trasmessi agli appoggi dall'impalcato del ponte sono desunti dalla relazione di calcolo relativa; tali valori sono differenziati tra quelli relativi agli stati limite ultimi in condizioni statiche SLU, e quelli relativi alle condizioni sismiche SLV e, per il modo in cui sono stati calcolati, essi tengono già conto dei vari coefficienti di combinazione delle azioni agenti sulla campata e non sono quindi da incrementare ulteriormente.

9.3 Sovraccarico sulla sede stradale

Sulla superficie del rilevato stradale è prassi consolidata considerare un sovraccarico di esercizio cautelativo pari a 20 kPa . Nelle combinazioni sismiche, in accordo a quanto previsto dalla normativa (Tab. 5.1.VI), il sovraccarico stradale non è presente ($\psi_2 = 0$).

9.4 Spinta delle terre

La spinta del rilevato agente contro la struttura va considerata come carico permanente di tipo strutturale in quanto il terreno laterale interagendo con l'opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità, al comportamento strutturale dell'opera (§6.2.3.1.1).

La valutazione delle pressioni agenti sulla struttura viene effettuata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche assegnate al rilevato stradale. Nel caso specifico, per le proprie

caratteristiche di relativa "indeformabilità" dell'opera, le pressioni orizzontali vengono calcolate utilizzando il coefficiente di spinta "a riposo" valutato con la nota espressione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 0.38$$

9.5 Azioni sismiche (E)

Le sollecitazioni sismiche sono definite in funzione dei parametri di accelerazione precedentemente definiti, mediante le seguenti relazioni:

$$k_h = a_g/g \cdot S_S \cdot S_T$$

$$k_v = 1/2 \cdot k_H$$

con: $S_S = 1.2$; $S_T = 1.0$

SLV:

$$a_g/g = 0.0717$$

$$k_h = 0.086$$

$$k_v = 0.043$$

SLD:

$$a_g/g = 0.0382$$

$$k_h = 0.046$$

$$k_v = 0.023$$

SLO:

$$a_g/g = 0.0324$$

$$k_h = 0.039$$

$$k_v = 0.020$$

Le suddette componenti di accelerazione vengono applicate alle masse strutturali dell'opera ed al terreno di rilevato presente sulla fondazione della spalla.

Inoltre, in aggiunta alle pressioni statiche del terreno, calcolate con il coefficiente di spinta k_0 , sono applicati anche i corrispondenti incrementi sismici.

La valutazione di tali incrementi viene effettuata, secondo la teoria di Wood, in accordo a quanto suggerito dall' Eurocodice 8 – Parte 5 “fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, in particolare all' Appendice E – punto E.9:

$$\Delta P = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

$$a_{\max}/g = a_g/g \cdot S_S \cdot S_T$$

9.5.1 Fattore di comportamento

Ai fini delle verifiche nei confronti dello stato limite SLV, in genere, è possibile tenere conto delle capacità dissipative della struttura riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ mediante un fattore di comportamento "q" funzione della tipologia strutturale, del suo grado di iperstaticità e dei criteri progettuali adottati.

$$q = q_0 \cdot K_R$$

I valori di q_0 suggeriti dalla norma sono quelli riportati nella tabella seguente.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Nel caso specifico della spalla in oggetto, tenendo conto del fatto che, nei confronti delle sollecitazioni orizzontali, la spalla si muove solidalmente con il terreno, anche al fine di non avere sollecitazioni sismiche di SLV paradossalmente inferiori a quelle di SLD, il valore del fattore di comportamento "q" viene assunto pari a 1.0.

Il fattore riduttivo K_R che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza, in questo caso, non risulta applicabile in quanto al fattore di comportamento "q" non possono comunque essere attribuiti valori inferiori all'unità.

Da quanto sopra esposto lo spettro di risposta di *progetto* per le verifiche allo stato limite ultimo SLV risulta essere comunque quello *elastico* di base, sia per la componente orizzontale sia per quella verticale.

10. Combinazioni di carico

Stati limite ultimi (SLU) in condizioni Statiche:

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;
- Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione dominante di ogni combinazione;
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;
- γ_G, γ_Q = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione;
- ψ_{oi} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

I coefficienti di combinazione delle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente (§ 5.1.3.14 - Tab. 5.1.V):

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Nel caso specifico i pesi propri della spalla e del rilevato soprastante sono moltiplicati per 1.35, così come le spinte del terreno, mentre le azioni trasmesse dall'impalcato, come detto in precedenza, non sono ulteriormente amplificate in quanto tengono già conto di tutti i coefficienti di combinazione delle azioni di norma.

Stati limite ultimi (SLV) in condizioni Sismiche:

Le azioni sollecitanti di calcolo sono determinate secondo la seguente formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 = peso proprio degli elementi portati non strutturali;
- E = valore dell'azione sismica per lo Stato Limite "SLV" ricavato dallo spettro di risposta elastico relativo con le ordinate eventualmente ridotte mediante il fattore di comportamento "q";
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} = coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali :

$$G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Nelle condizioni sismiche, in accordo alla normativa (§5.1.3.12), i sovraccarichi stradali non sono applicati ($\psi_{2i}=0.00$).

Stati limite di esercizio (SLE) in condizioni Non Sismiche:

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

- combinazione rara:** $E_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione frequente:** $E_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione quasi permanente:** $E_d = G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

- ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Stati limite di Danno e di Operatività (SLD - SLO) in condizioni Sismiche:

Le azioni sollecitanti di calcolo sono ancora determinate secondo la formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = G_1 + G_2 + E + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove "E" in questo caso é l'azione sismica calcolata in relazione allo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Danno o di Operatività rispettivamente.

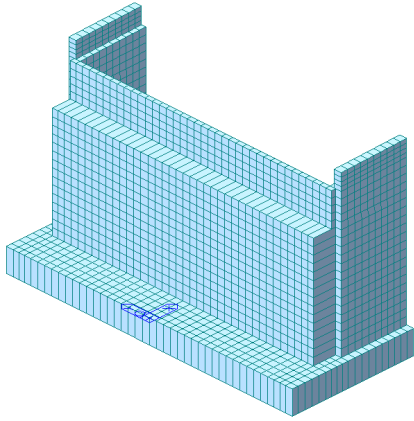
Ai coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 si attribuiscono i seguenti valori (§5.1.3.14 - Tab. 5.1.VI):

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

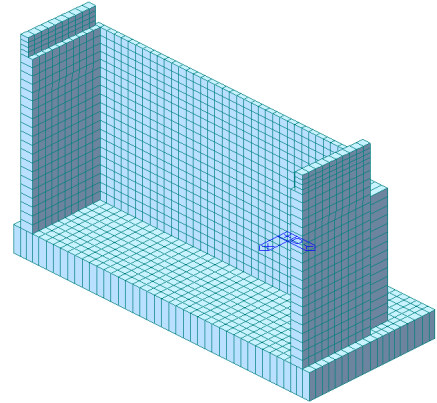
Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

11. Metodo di calcolo e modello strutturale

La struttura è stata analizzata in regime elastico lineare con un modello di calcolo di tipo tridimensionale.



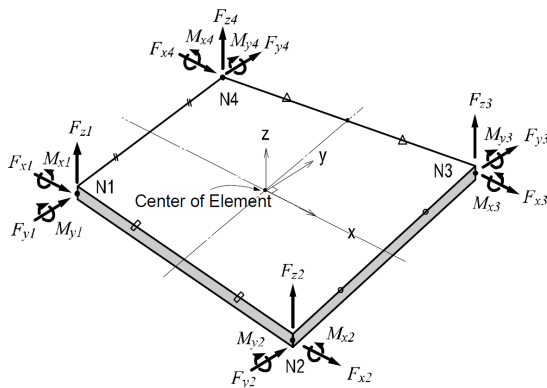
Vista anteriore



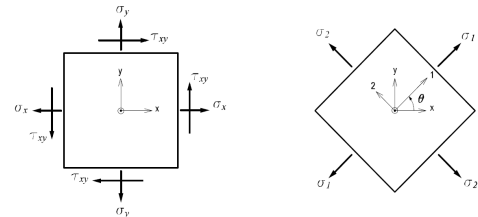
Vista posteriore

Modello di Calcolo 3D

La platea di fondazione e le pareti in elevazione sono modellate mediante elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidità sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).



Elementi tipo "Plate"



σ_x : Axial stress in the ECS x - direction

σ_y : Axial stress in the ECS y - direction

τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{\text{eff}} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2}$$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figure 1.30 Output locations of plate element stresses and the sign convention

Per quanto riguarda i pali di fondazione, questi sono stati inseriti nel modello di calcolo mediante specifici elementi tipo “beam” aventi sezione circolare.

L’immorsamento alla base nel substrato roccioso é stato tenuto in conto applicando un vincolo fisso alla base (spostamenti orizzontali e verticali impediti) mentre in sommità tali elementi sono solidarizzati agli elementi costituenti la platea di fondazione al fine di considerarne l’effetto incastro in sommità.

L’interazione dei pali con il terreno laterale é invece simulata mediante l’inserimento, lungo lo sviluppo longitudinale del palo, di "molle" equivalenti (“point spring support”).

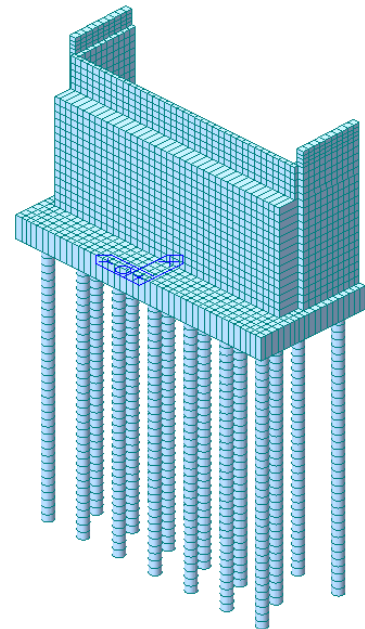
La definizione della rigidità di tali molle é stata effettuata assumendo una schematizzazione del terreno come mezzo omogeneo elastico lineare in accordo alla formulazione di Vesic, 1961 – (Poulos & Davis, “Pile Foundation Analysis and Design”, 1980).

Vesic (1961) analyzed an infinite horizontal beam on an elastic foundation and by comparing the results with those obtained by the use of subgrade-reaction theory, related the modulus of subgrade reaction k to the elastic parameters E_s and ν_s of the mass, as follows:

$$k = \left(\frac{0.65}{d}\right) \sqrt[12]{\frac{E_s d^4}{E_p I_p} \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2}\right)} \quad (8.43)$$

where

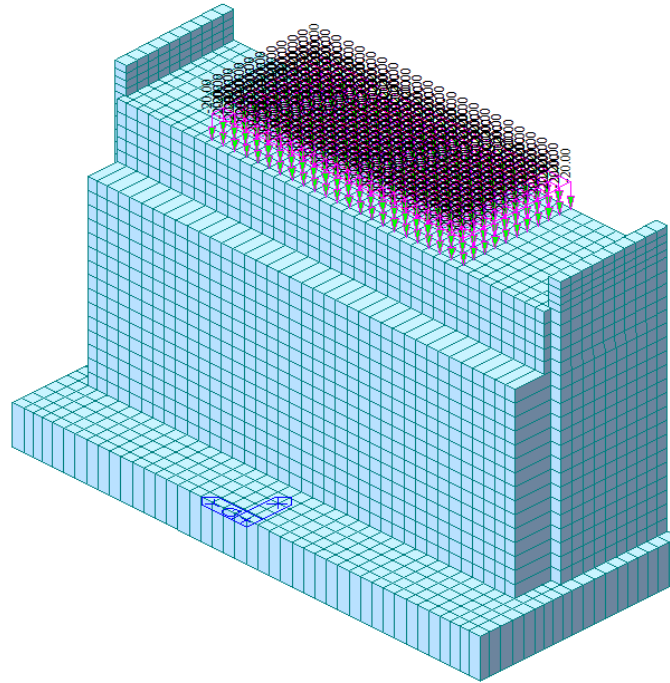
$E_p I_p$ = pile stiffness
 d = pile diameter



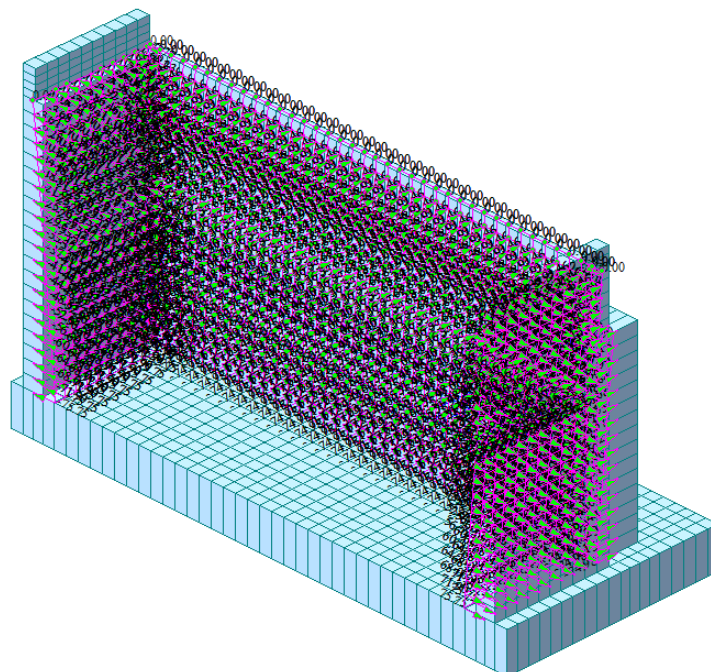
Nella tabella seguente si riportano quindi i valori della rigidità K delle molle adottati:

Strato	Prof. [m]	E_s [MPa]	ν_k [-]	K [kN/m ³]
1	0 - 6.00	40	0.30	27.000
2	6.00 - 12.00	50	0.30	34.000
3	12.00 - 20.00	200	0.25	149.000

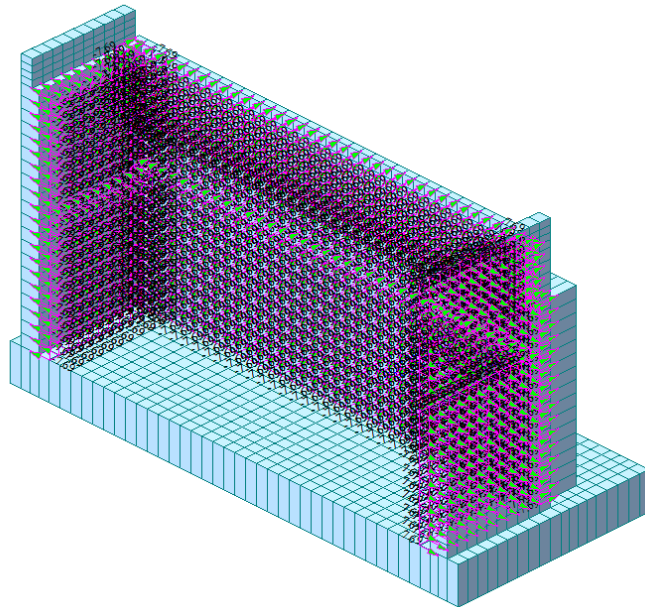
A seguire si riportano alcune immagini relative ai carichi e sovraccarichi applicati al modello di calcolo.



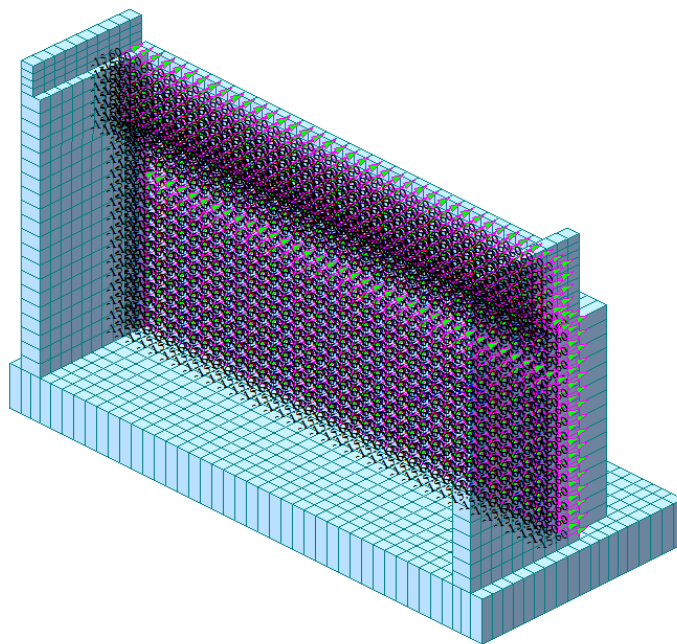
Sovraccarico di esercizio sulla sede stradale



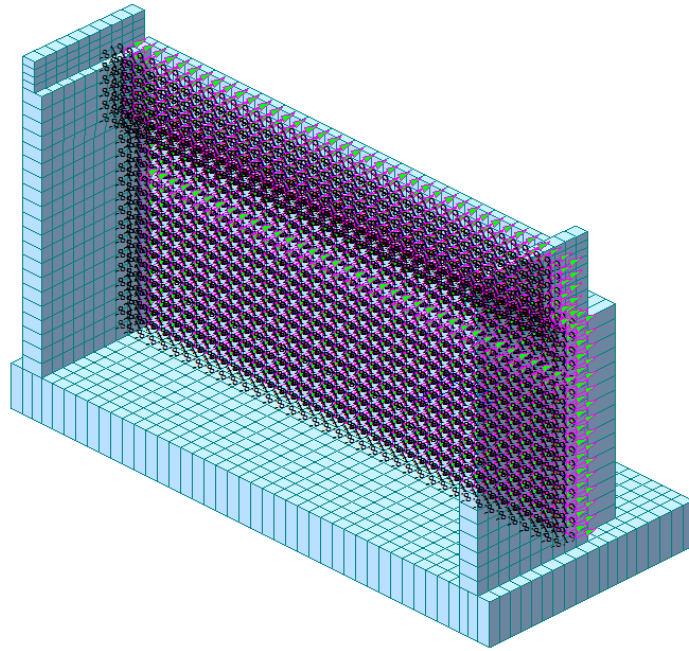
Spinta statica del rilevato sulle pareti



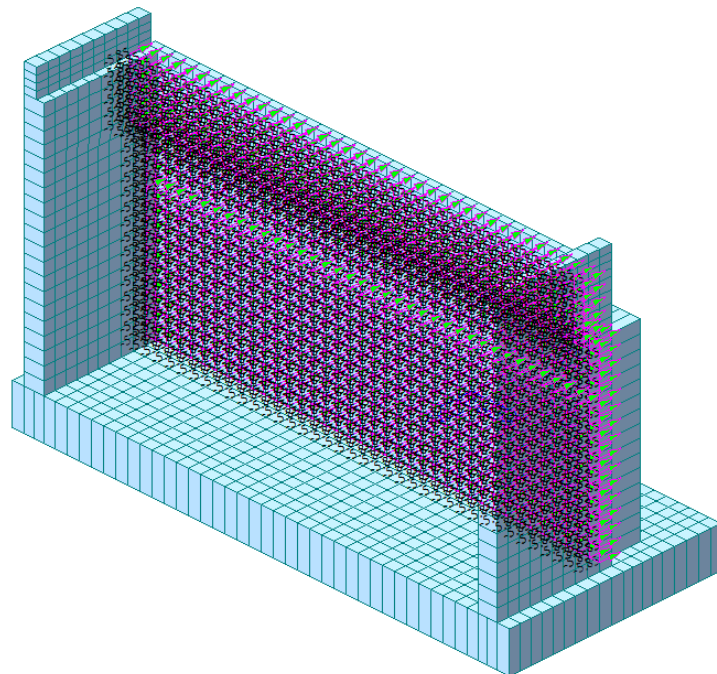
Spinta del terreno associata al sovraccarico stradale



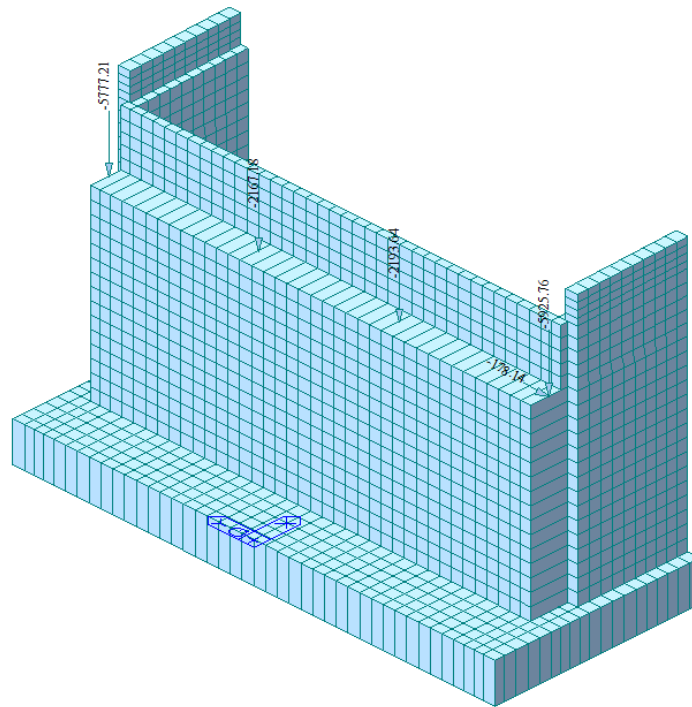
Incremento spinta del terreno associato al sisma SLV



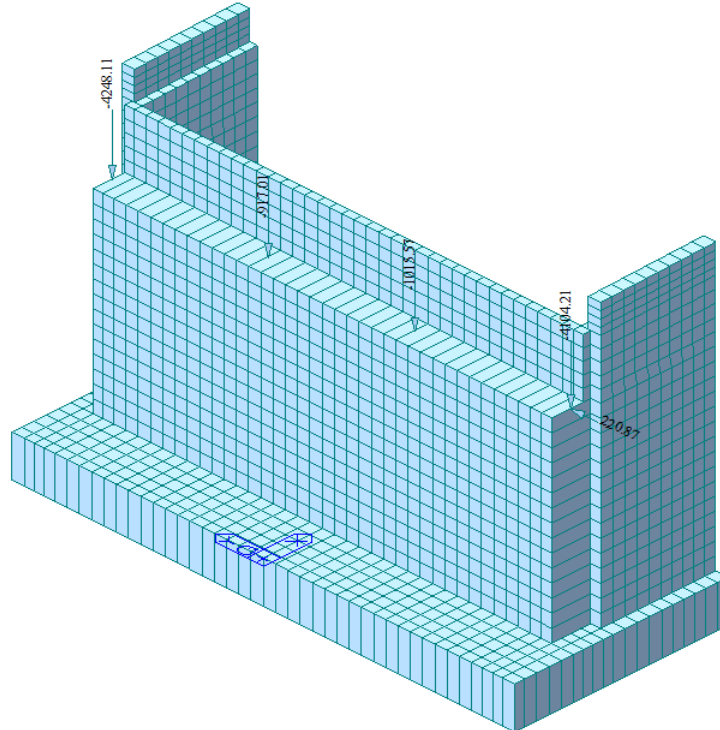
Incremento spinta del terreno associato al sisma SLD



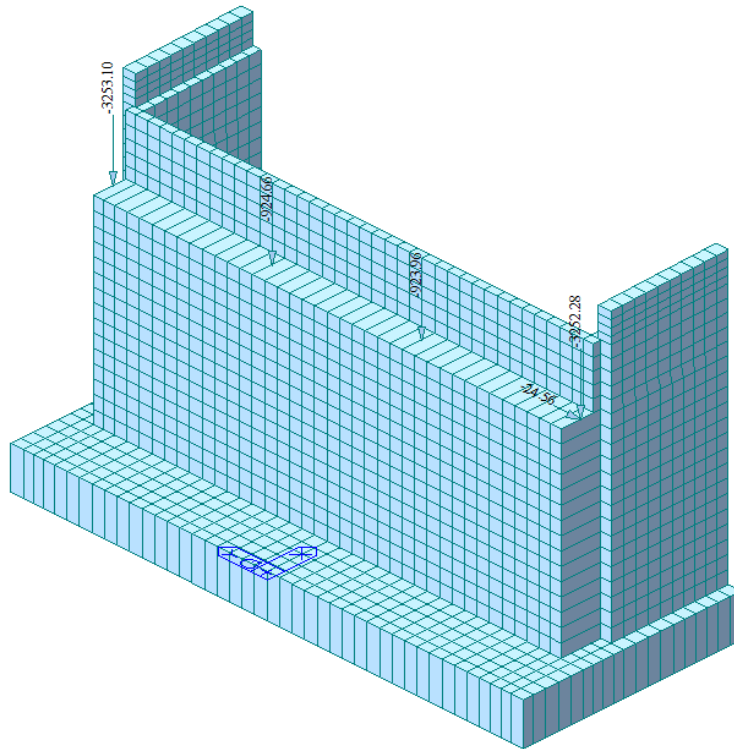
Incremento spinta del terreno associato al sisma SLO



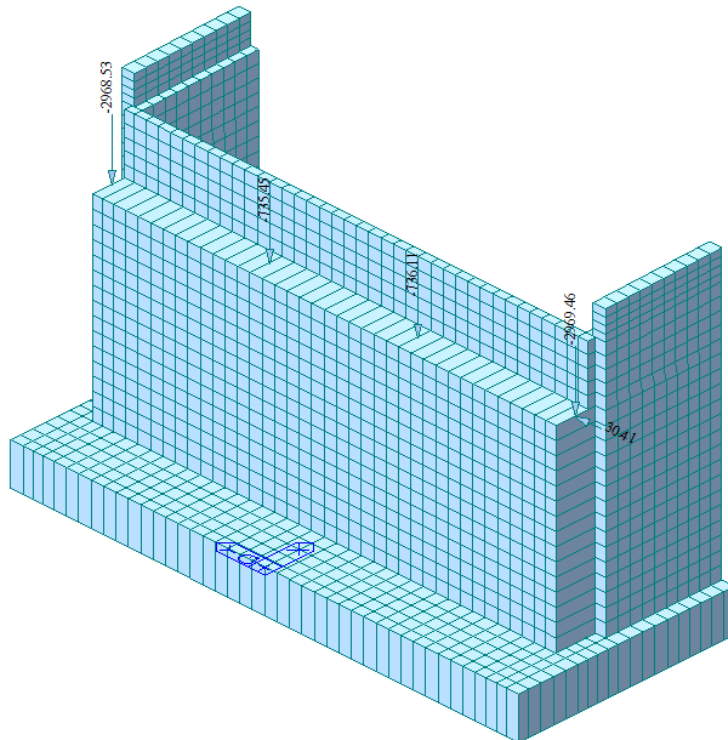
Azioni massime trasmesse dall'impalcato sugli appoggi in condizioni statiche SLU (Max)



Azioni minime trasmesse dall'impalcato sugli appoggi in condizioni statiche SLU (Min)



Azioni massime trasmesse dall'impalcato sugli appoggi in condizioni sismiche SLV (Max)



Azioni minime trasmesse dall'impalcato sugli appoggi in condizioni sismiche SLV (Min)

11.1 Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice: MIDAS Gen
Versione 2021 (v1.1)
N. di Serie U001-01641
Licenza n. D2E4FCD9227E74C5
Produttore Midas IT Co., Ltd – Corea del Sud (<http://en.midasuser.com/>)
Distributore HarpaCeas S.r.l. – Milano (www.harpaceas.it)

Motivazione della scelta del codice

MIDAS GEN è un software di calcolo agli elementi finiti del tutto generalizzato che consente di analizzare strutture di qualsiasi genere, sia in campo statico che dinamico.

Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente una vasta serie di test di validazione.

Valutazione della correttezza dei modelli

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni equilibrano i carichi applicati.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con calcoli semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

12. Verifiche Strutturali

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

$$S_d \leq R_d$$

dove:

S_d = Azione di progetto agente;

R_d = Resistenza di calcolo dell'elemento.

Nel modello di calcolo adottato la platea di fondazione e le pareti in elevazione sono state modellate mediante l'utilizzo di elementi piani tipo "plate".

Le verifiche strutturali sono quindi eseguite in riferimento ad una sezione di estensione unitaria, sulla base delle armature resistenti competenti. Stante l'attuale fase progettuale, per gli elementi costituenti si sono adottate delle plausibili armature definite anche con riferimento ai minimi di norma.

Nelle pagine che seguono si riportano i dettagli delle verifiche per gli elementi più sollecitati della struttura.

Le verifiche in oggetto sono effettuate con riferimento alle due direzioni ortogonali di orditura delle armature.

Platea di fondazione - Direzione 1:

Armature inferiori:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 121
Thickness : 1600.0000 mm.
Materials : fck = 28.0000 MPa.
 fcd = 18.6667 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 1550.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 55.400 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 1034.1406 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1574272.0715 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P26 @200
As_req = 2.6075 mm²/mm. (2607.4881 mm²/m.)
M_Ed = 1423348.3797 N-mm./mm.
M_Rd = 1574272.0715 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.904 < 1.0 ----> O.K !

Armature Superiori:

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 61
Thickness : 1600.0000 mm.
Materials : fck = 28.0000 MPa.
 fcd = 18.6667 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 1550.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 55.400 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 1034.1406 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1574272.0715 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P26 @200
As_req = 2.4773 mm²/mm. (2477.3411 mm²/m.)
M_Ed = 539669.5156 N-mm./mm.
M_Rd = 1574272.0715 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.343 < 1.0 ----> O.K !

Platea di fondazione - Direzione 2:

Armature inferiori:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 46
Thickness : 1600.0000 mm.
Materials : fck = 28.0000 MPa.
 fcd = 18.6667 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 1550.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 39.658 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 740.2865 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1132764.7950 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P22 @200
As_req = 2.4773 mm²/mm. (2477.3411 mm²/m.)
M_Ed = 397786.2383 N-mm./mm.
M_Rd = 1132764.7950 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.351 < 1.0 ----> O.K !

Armature Superiori:

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 61
Thickness : 1600.0000 mm.
Materials : fck = 28.0000 MPa.
 fcd = 18.6667 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

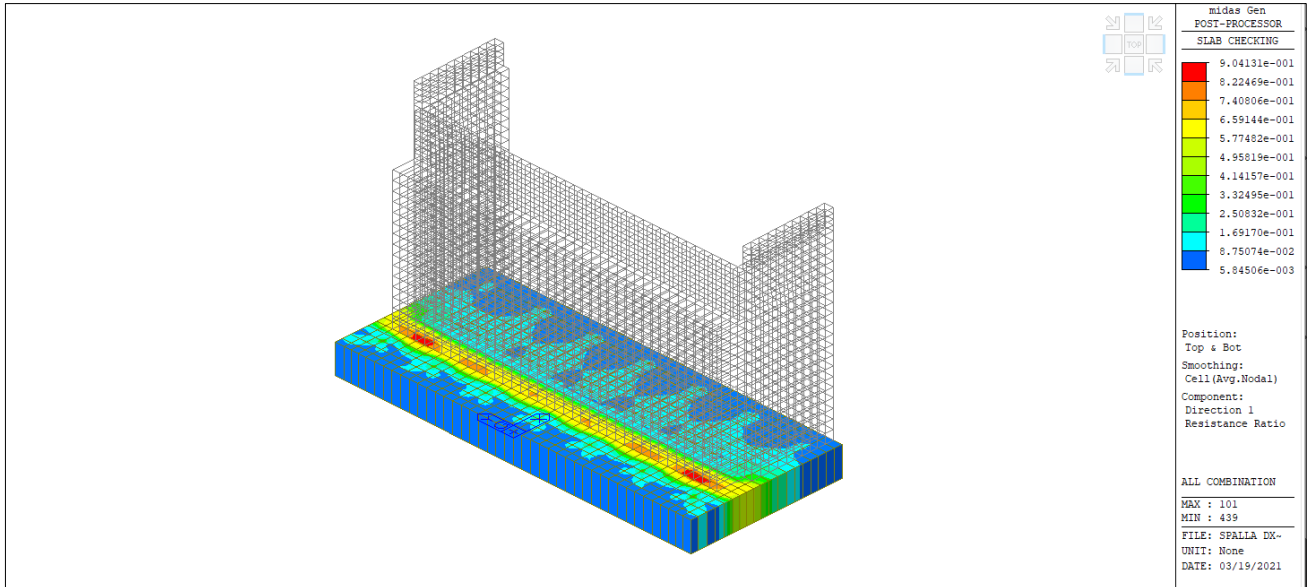
b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 1550.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 39.658 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 740.2865 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1132764.7950 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

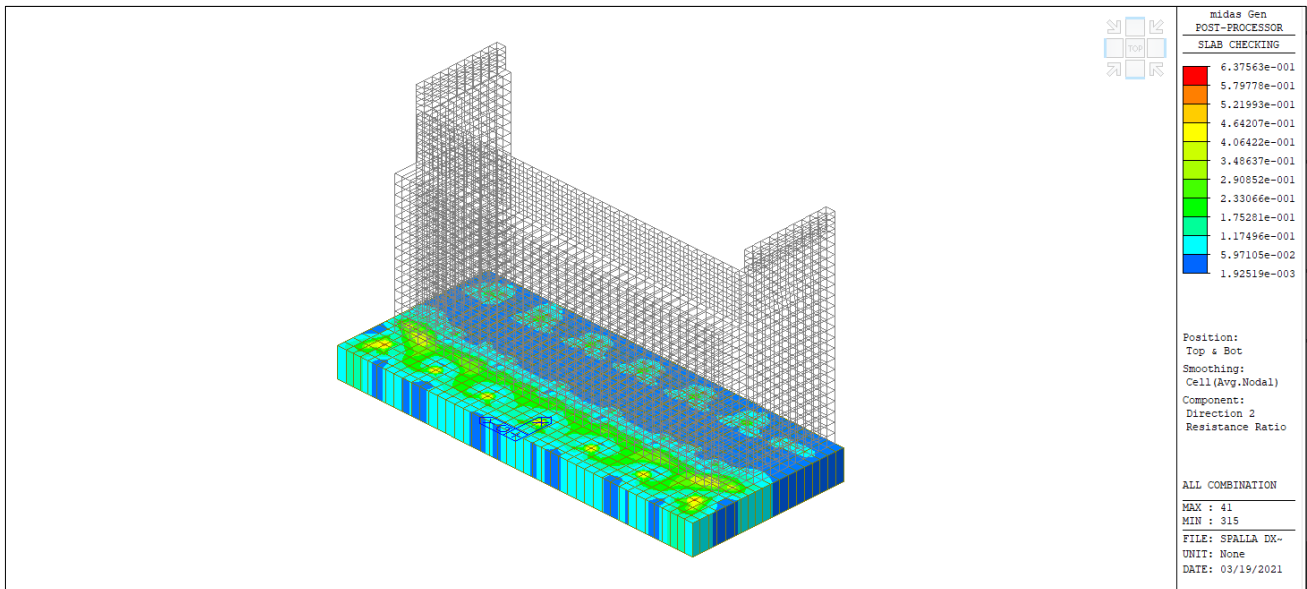
Rein. Bar : P22 @200
As_req = 2.4773 mm²/mm. (2477.3411 mm²/m.)
M_Ed = 722209.2799 N-mm./mm.
M_Rd = 1132764.7950 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.638 < 1.0 ----> O.K !

Le figure seguenti rappresentano l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti la platea di fondazione pari al rapporto tra il momento agente e quello resistente (ovviamente tali rapporti devono risultare sempre inferiori a 1):

$$\text{Rat}_M = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$



Platea di fondazione - Direzione 1
 $\text{Rat}_M_{\max} = 0.904 < 1$



Platea di fondazione - Direzione 2
 $\text{Rat}_M_{\max} = 0.638 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1. Tutti gli elementi sono verificati.

Elevazione anteriore - Direzione 1:

Armature anteriori:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1508
Thickness : 1600.0000 mm.
Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 1550.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 48.438 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 1033.3333 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1576640.6250 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P26 @200
As_req = 2.7080 mm²/mm. (2707.9903 mm²/m.)
M_Ed = 170698.9430 N-mm./mm.
M_Rd = 1576640.6250 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.108 < 1.0 ----> O.K !

Armature Posteriori:

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1505
Thickness : 1600.0000 mm.
Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 1550.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 96.875 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 2066.6667 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 3103229.1667 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P26 @200 / P26 @200
As_req = 4.2650 mm²/mm. (4264.9973 mm²/m.)
M_Ed = 2328132.2298 N-mm./mm.
M_Rd = 3103229.1667 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.750 < 1.0 ----> O.K !

Elevazione anteriore - Direzione 2:

Armature anteriori:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1507
 Thickness : 1600.0000 mm.
 Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
 Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
 LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
 d = 1550.0000 mm.
 lambda = 0.800
 a = lambda * x = 34.512 mm.
 eta = 1.000
 Cc = eta*fcd*b*a = 736.2500 N.
 M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1128482.8735 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P22 @200
 As_req = 2.7080 mm²/mm. (2707.9903 mm²/m.)
 M_Ed = 587003.8504 N-mm./mm.
 M_Rd = 1128482.8735 N-mm./mm.
 RatM = M_Ed / M_Rd = 0.520 < 1.0 ----> O.K !

Armature Posteriori:

<< TOP >>

- Information of Parameters.

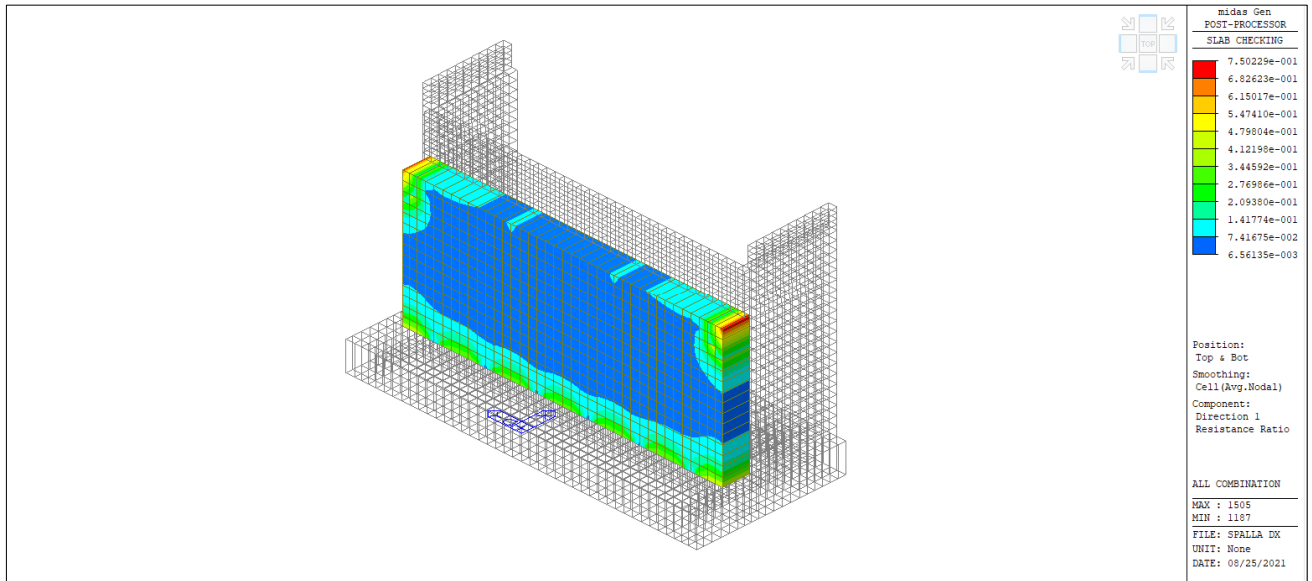
Elem No. : 1505
 Thickness : 1600.0000 mm.
 Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
 Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
 LCB No. : 1

- Information of Design.

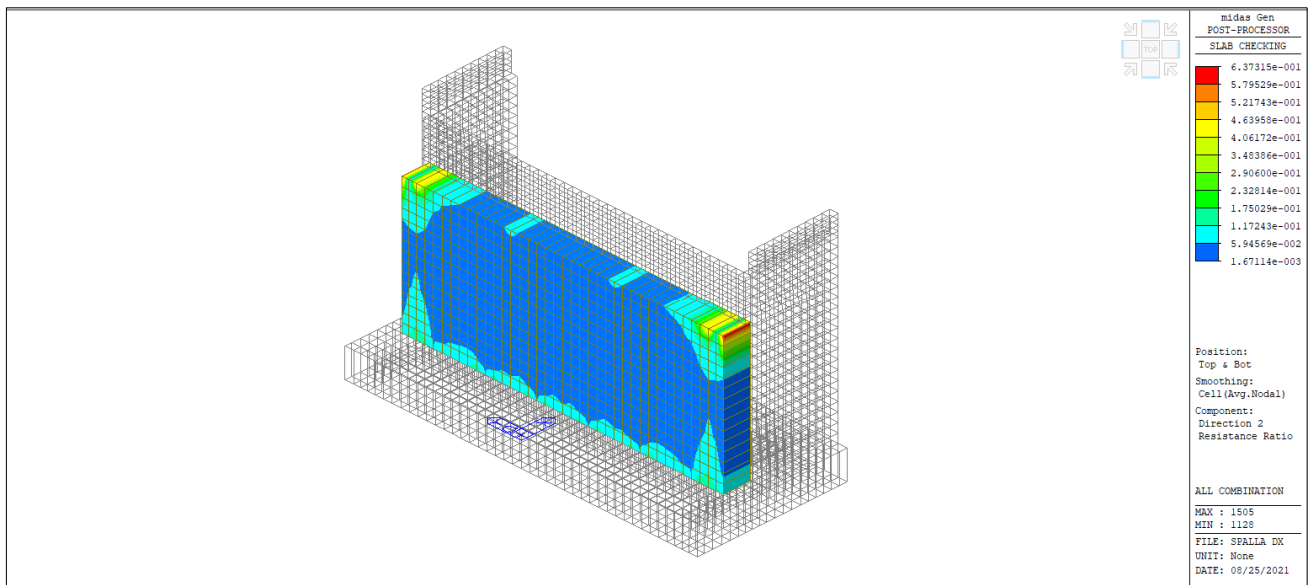
b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
 d = 1550.0000 mm.
 lambda = 0.800
 a = lambda * x = 34.512 mm.
 eta = 1.000
 Cc = eta*fcd*b*a = 736.2500 N.
 M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1128482.8735 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P22 @200
 As_req = 2.7080 mm²/mm. (2707.9903 mm²/m.)
 M_Ed = 719199.1320 N-mm./mm.
 M_Rd = 1128482.8735 N-mm./mm.
 RatM = M_Ed / M_Rd = 0.637 < 1.0 ----> O.K !



Elevazione anteriore - Direzione 1
 $Rat_{M_{max}} = 0.750 < 1$



Elevazione anteriore - Direzione 2
 $Rat_{M_{max}} = 0.637 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1. Tutti gli elementi sono verificati.

Pareti laterali - Direzione 1:

<< BOTTOM >>

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1495
  Thickness : 800.0000 mm.
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fcd = 21.3333 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

- . Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 750.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 28.711 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 612.5000 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 450582.2754 N-mm./mm.

- . Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P20 @200
  As_req = 1.3103 mm^2/mm. ( 1310.3179 mm^2/m.)
  M_Ed = 305409.0013 N-mm./mm.
  M_Rd = 450582.2754 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.678 < 1.0 ---> O.K !
  
```

<< TOP >>

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1495
  Thickness : 800.0000 mm.
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fcd = 21.3333 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

- . Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 750.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 28.711 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 612.5000 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 450582.2754 N-mm./mm.

- . Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P20 @200
  As_req = 1.3103 mm^2/mm. ( 1310.3179 mm^2/m.)
  M_Ed = 302779.3756 N-mm./mm.
  M_Rd = 450582.2754 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.672 < 1.0 ---> O.K !
  
```

Pareti laterali - Direzione 2:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1495
Thickness : 800.0000 mm.
Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 750.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 28.711 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 612.5000 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 450582.2754 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P20 @200
As_req = 1.3103 mm²/mm. (1310.3179 mm²/m.)
M_Ed = 302600.6075 N-mm./mm.
M_Rd = 450582.2754 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.672 < 1.0 ----> O.K !

<< TOP >>

- Information of Parameters.

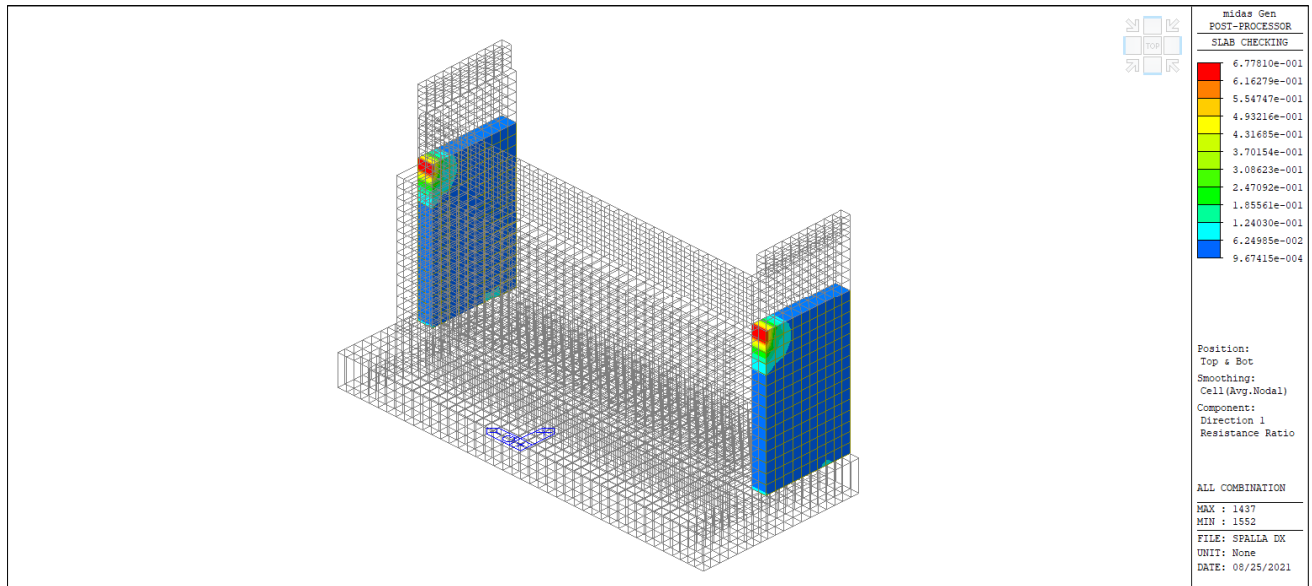
Elem No. : 1495
Thickness : 800.0000 mm.
Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

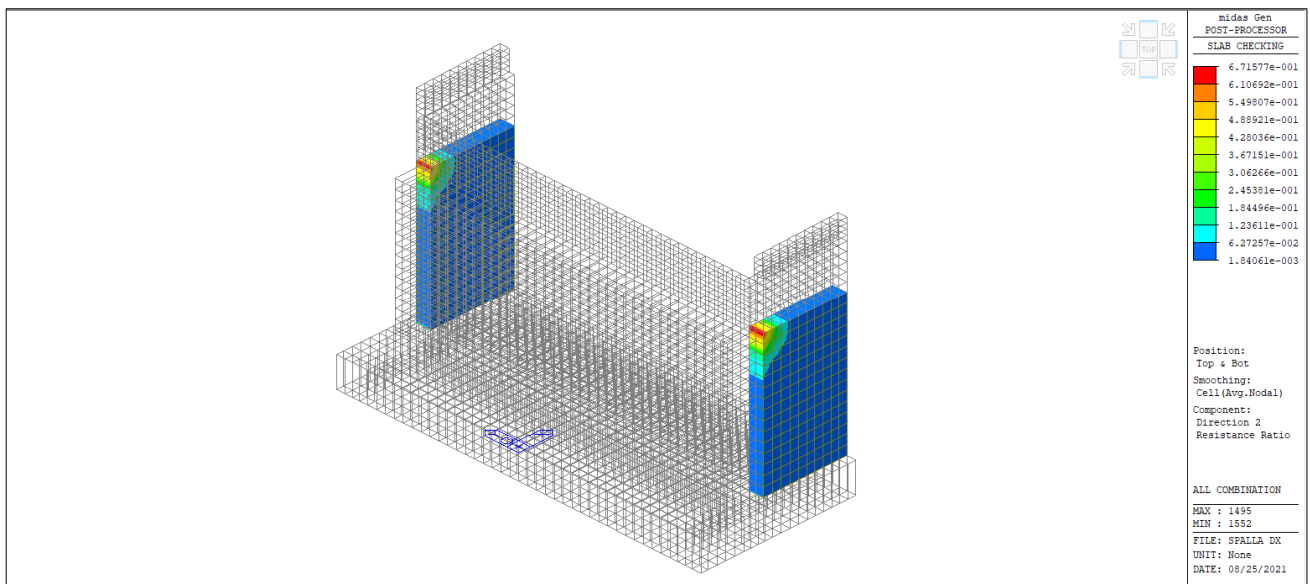
b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 750.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 28.711 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 612.5000 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 450582.2754 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P20 @200
As_req = 1.3103 mm²/mm. (1310.3179 mm²/m.)
M_Ed = 139653.4516 N-mm./mm.
M_Rd = 450582.2754 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.310 < 1.0 ----> O.K !



Pareti laterali - Direzione 1
 $Rat_{M_{max}} = 0.678 < 1$



Pareti laterali - Direzione 2
 $Rat_{M_{max}} = 0.672 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1. Tutti gli elementi sono verificati.

Paraghiaia - Direzione 1:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1574
Thickness : 300.0000 mm.
Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 250.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 18.359 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 391.6667 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 94321.2891 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P16 @200
As_req = 0.6341 mm²/mm. (634.0915 mm²/m.)
M_Ed = 55827.6242 N-mm./mm.
M_Rd = 94321.2891 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.592 < 1.0 ---> O.K !

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1580
Thickness : 300.0000 mm.
Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
d = 250.0000 mm.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 18.359 mm.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 391.6667 N.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 94321.2891 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P16 @200
As_req = 0.4368 mm²/mm. (436.7726 mm²/m.)
M_Ed = 4982.4948 N-mm./mm.
M_Rd = 94321.2891 N-mm./mm.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.053 < 1.0 ---> O.K !

Paraghiaia - Direzione 2:

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 1574
 Thickness : 300.0000 mm.
 Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
 Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
 LCB No. : 1

- Information of Design.

b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
 d = 250.0000 mm.
 lambda = 0.800
 a = lambda * x = 14.063 mm.
 eta = 1.000
 Cc = eta*fcd*b*a = 300.0000 N.
 M_Rd = Cc*(d-a/2) = 72890.6250 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P14 @200
 As_req = 0.4368 mm²/mm. (436.7726 mm²/m.)
 M_Ed = 26490.0999 N-mm./mm.
 M_Rd = 72890.6250 N-mm./mm.
 RatM = M_Ed / M_Rd = 0.363 < 1.0 ----> O.K !

<< TOP >>

- Information of Parameters.

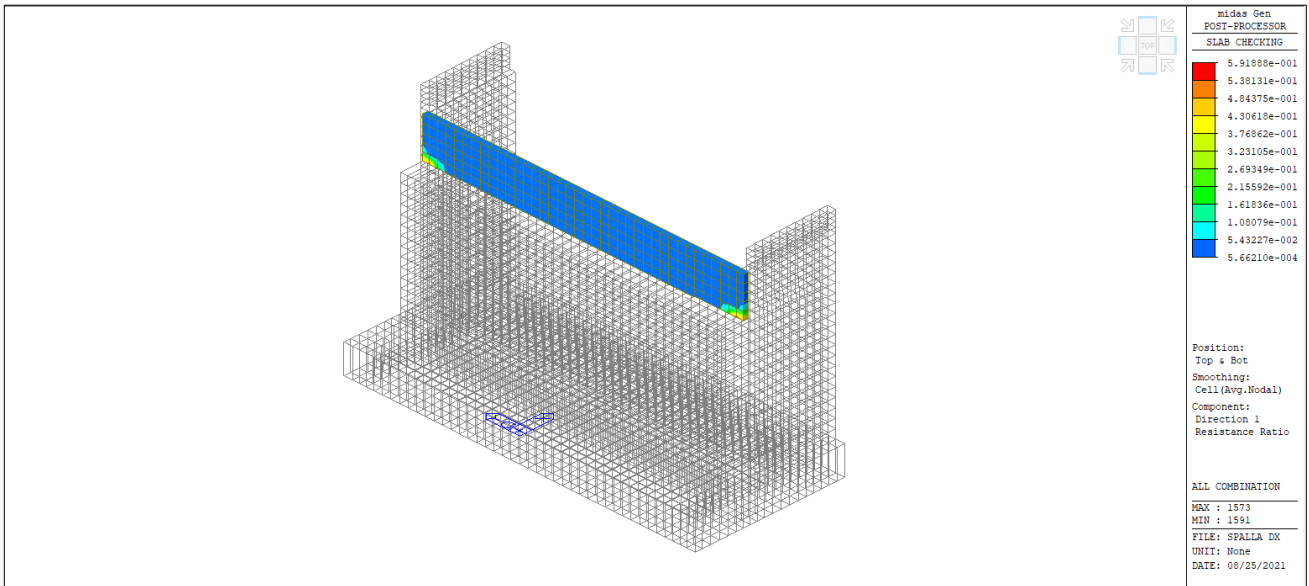
Elem No. : 1577
 Thickness : 300.0000 mm.
 Materials : fck = 32.0000 MPa.
 fcd = 21.3333 MPa.
 fyk = 450.0000 MPa.
 Covering : dB = 50.0000 mm.
 dT = 50.0000 mm.
 LCB No. : 1

- Information of Design.

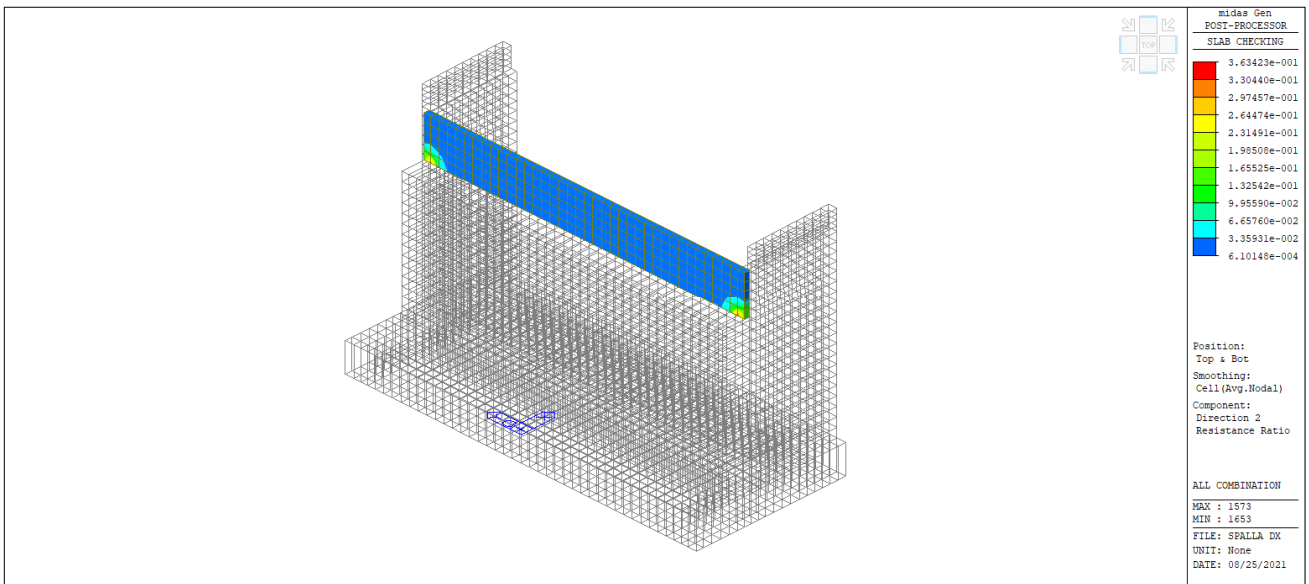
b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
 d = 250.0000 mm.
 lambda = 0.800
 a = lambda * x = 14.063 mm.
 eta = 1.000
 Cc = eta*fcd*b*a = 300.0000 N.
 M_Rd = Cc*(d-a/2) = 72890.6250 N-mm./mm.

- Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P14 @200
 As_req = 0.4368 mm²/mm. (436.7726 mm²/m.)
 M_Ed = 2602.4989 N-mm./mm.
 M_Rd = 72890.6250 N-mm./mm.
 RatM = M_Ed / M_Rd = 0.036 < 1.0 ----> O.K !



Paraghiaia - Direzione 1
 $Rat_{M_{max}} = 0.592 < 1$



Paraghiaia - Direzione 2
 $Rat_{M_{max}} = 0.363 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1. Tutti gli elementi sono verificati.

13. Verifiche a Fessurazione

Condizioni Ambientali:

Per la struttura in progetto si prevedono le seguenti Classi di esposizione:

- Fondazione: XC2
- Elevazione: XC4 + XD3 + XF4

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come:

- Fondazione: "Ordinare"
- Elevazione: "Molto aggressive"

Tab. 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

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Fondazione: gruppo di esigenze: A (Ordinarie):

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure: $w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S. L. di apertura fessure $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Elevazione: gruppo di esigenze: C (Molto aggressive):

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S. L. di apertura fessure $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.5):

$$w_d = 1.7 \varepsilon_{sm} \delta_{sm}$$

ε_{sm} = deformazione media dell'acciaio;
 δ_{sm} = distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " ε_{sm} " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
 α_e = E_s / E_{cm} ;
 ρ_{eff} = $A_s / A_{c,eff}$;
 $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;
 k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza media tra le fessure " δ_{sm} " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7$$

ϕ = diametro barre;
 c = copriferro;
 k_1 = 0.8 (barre ad aderenza migliorata);
 k_2 = 0.5 (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);
 k_3 = 3.4;
 k_4 = 0.425

Nel seguito si riportano le suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per gli elementi più sollecitati.

Elevazione:

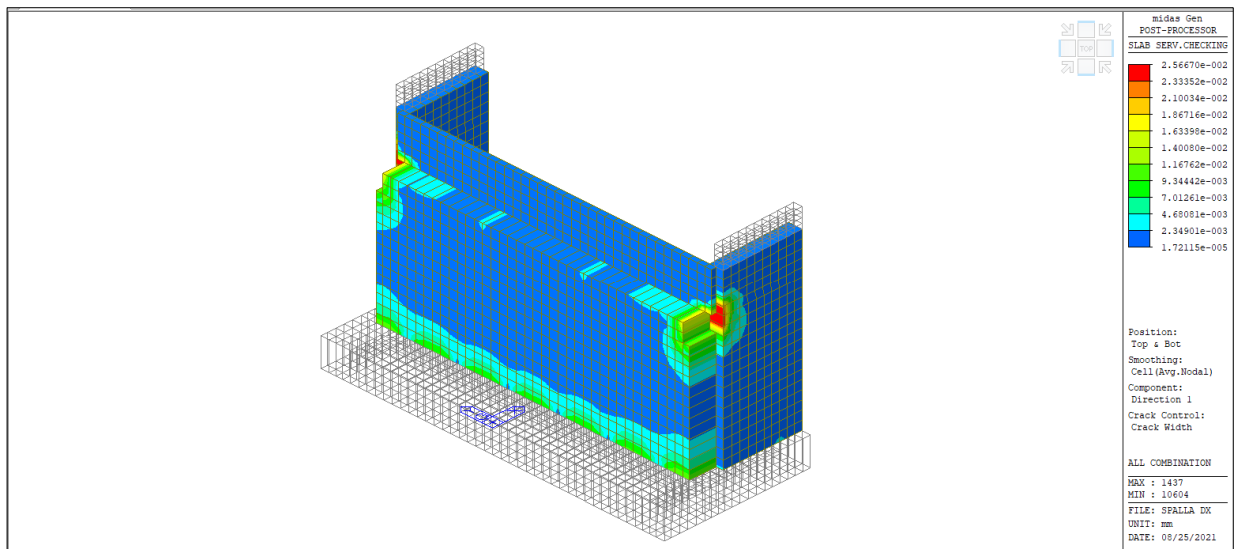
```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1437
  LCB No. : 7
  Materials : fck = 32.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 800.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 21.33333 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 750.0000 mm.
  As_use = 1570.0000 mm^2/m. ( 1.5700 mm^2/mm.)
- . Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8 (MPa) = 40.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 3.02381 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 28.013 MPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 150.29526 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 125.00000 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 125.00000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0126
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 33345.764 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000637
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000084
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000084

Bond coefficient (k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient (k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 40.00000 mm.
Phi = 20.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 406.70064 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.03418 mm.
wk < 0.200 mm. ----> O.K !
  
```



Elevazione - Apertura delle fessure
 $W_{max} = 0.026 \text{ mm}$

Fondazione:

```

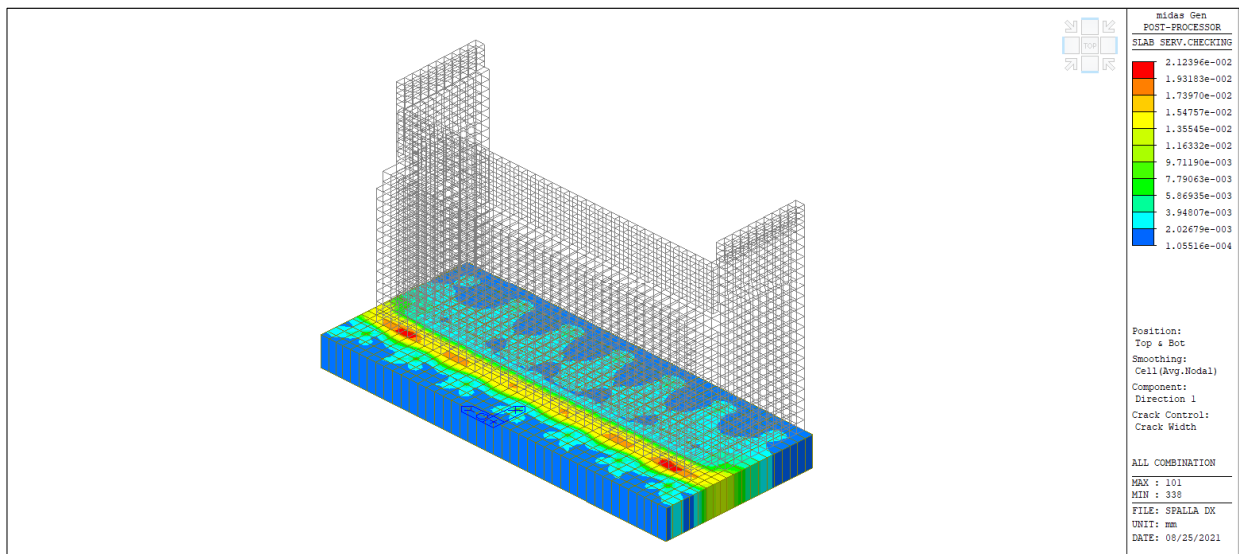
- . Information of Parameters.
  Elem No. : 101
  LCB No. : 9
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1600.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1550.0000 mm.
  As_use = 2655.0000 mm^2/m. ( 2.6550 mm^2/mm.)
- . Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8 (MPa) = 36.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 21.204 MPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 288.02338 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 125.00000 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 125.00000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0212
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000336
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000064
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000064

Bond coefficient (k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient (k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 37.00000 mm.
Phi = 26.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 333.89793 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.02124 mm.
wk < 0.300 mm. ----> O.K !

```



Fondazione - Apertura delle fessure
 $W_{max} = 0.021 \text{ mm}$

14. Verifiche dei Pali di fondazione

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori delle caratteristiche di sollecitazione risultanti in testa ai pali di fondazione per le varie combinazioni di carico esaminate, rispettivamente statiche e sismiche.

Combinazione di carico SLU max

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
9024	SLU max	J[17936]	-3643.05	7.80	460.82	0.00	377.72	6.16
9074	SLU max	J[17986]	-3642.22	7.55	462.39	0.00	382.55	5.51
8974	SLU max	J[17886]	-3627.10	7.42	460.25	0.00	374.59	5.22
8924	SLU max	J[17836]	-3613.04	8.21	461.07	0.00	374.54	6.66
8874	SLU max	J[17786]	-3609.36	9.01	462.65	0.00	376.47	8.09
8824	SLU max	J[17736]	-3607.30	8.66	465.70	0.00	381.58	7.14
8774	SLU max	J[17686]	-3588.63	8.88	469.85	0.00	388.61	7.71
9374	SLU max	J[18286]	-3234.40	4.74	439.40	0.00	331.36	1.04
9324	SLU max	J[18236]	-3193.51	5.26	439.55	0.00	330.07	2.36
9124	SLU max	J[18036]	-3183.62	9.50	446.07	0.00	337.34	10.30
9274	SLU max	J[18186]	-3165.55	6.33	440.76	0.00	330.77	4.32
9174	SLU max	J[18086]	-3163.03	8.82	443.47	0.00	333.55	8.71
9224	SLU max	J[18136]	-3155.47	7.73	442.06	0.00	331.93	6.73
9724	SLU max	J[18636]	-2340.51	4.57	431.59	0.00	318.47	1.57
9424	SLU max	J[18336]	-2272.67	12.82	440.33	0.00	326.67	19.73
9674	SLU max	J[18586]	-2265.82	2.92	431.17	0.00	315.26	-1.21
9624	SLU max	J[18536]	-2231.25	4.05	432.65	0.00	316.57	1.30
9474	SLU max	J[18386]	-2222.92	8.03	436.30	0.00	319.73	9.32
9574	SLU max	J[18486]	-2212.73	5.44	434.07	0.00	317.84	4.00
9524	SLU max	J[18436]	-2210.39	6.81	435.22	0.00	318.84	6.63

Combinazione di carico SLU min

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
8774	SLU min	J[17686]	-3250.35	-8.39	465.57	0.00	394.26	-5.49
8824	SLU min	J[17736]	-3242.38	-8.88	462.40	0.00	388.35	-6.57
8874	SLU min	J[17786]	-3221.71	-8.68	460.26	0.00	384.07	-5.92
8924	SLU min	J[17836]	-3201.95	-9.29	459.64	0.00	382.74	-6.96
8974	SLU min	J[17886]	-3189.18	-9.83	459.97	0.00	383.36	-7.86
9024	SLU min	J[17936]	-3175.97	-9.39	461.81	0.00	386.92	-6.81
9074	SLU min	J[17986]	-3147.95	-9.54	464.73	0.00	392.22	-7.22
9124	SLU min	J[18036]	-2930.71	-7.36	445.97	0.00	351.52	-2.84
9174	SLU min	J[18086]	-2887.21	-8.02	444.33	0.00	348.74	-4.42
9224	SLU min	J[18136]	-2855.59	-8.77	443.97	0.00	348.07	-5.92
9274	SLU min	J[18186]	-2837.65	-9.63	443.99	0.00	348.05	-7.55
9374	SLU min	J[18286]	-2837.19	-10.51	446.02	0.00	351.40	-9.82
9324	SLU min	J[18236]	-2832.66	-10.20	444.39	0.00	348.72	-8.80
9424	SLU min	J[18336]	-2214.28	-3.16	440.72	0.00	342.06	7.25
9474	SLU min	J[18386]	-2142.73	-7.75	437.51	0.00	335.93	-2.90
9524	SLU min	J[18436]	-2107.40	-8.51	437.43	0.00	335.97	-5.02
9724	SLU min	J[18636]	-2102.23	-8.52	440.59	0.00	341.53	-7.40
9574	SLU min	J[18486]	-2083.84	-9.09	437.49	0.00	336.07	-6.60
9624	SLU min	J[18536]	-2071.76	-9.59	437.57	0.00	336.10	-8.09
9674	SLU min	J[18586]	-2070.96	-10.02	437.85	0.00	336.31	-9.66

Combinazione di carico SLV-X max

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*mm)	Moment-y (kN*mm)	Moment-z (kN*mm)
8774	SLV X max	J[17686	-2425.94	-28.46	303.52	0.00	262935.73	-23161.50
8824	SLV X max	J[17736	-2409.81	-28.98	298.38	-0.00	255987.15	-24295.40
8874	SLV X max	J[17786	-2385.33	-28.86	293.85	0.00	250108.64	-23912.20
8924	SLV X max	J[17836	-2362.07	-29.31	290.29	0.00	246268.00	-24728.27
8974	SLV X max	J[17886	-2344.48	-29.67	287.25	0.00	243738.16	-25395.52
9024	SLV X max	J[17936	-2326.63	-29.24	285.14	0.00	243248.27	-24469.70
9074	SLV X max	J[17986	-2296.91	-29.18	283.80	0.00	244106.71	-24492.89
9124	SLV X max	J[18036	-2261.00	-30.55	286.76	0.00	228254.09	-24164.48
9174	SLV X max	J[18086	-2218.89	-31.16	282.67	0.00	223538.26	-25507.04
9224	SLV X max	J[18136	-2186.18	-31.86	279.39	0.00	220287.14	-26800.74
9274	SLV X max	J[18186	-2164.36	-32.64	276.23	0.00	217388.86	-28191.25
9324	SLV X max	J[18236	-2152.83	-33.16	273.16	0.00	214823.90	-29210.89
9374	SLV X max	J[18286	-2148.14	-33.38	270.78	0.00	213581.89	-29901.18
9424	SLV X max	J[18336	-1829.29	-30.40	284.53	0.00	223134.22	-19120.10
9474	SLV X max	J[18386	-1764.94	-34.00	279.57	0.00	216510.08	-26912.49
9524	SLV X max	J[18436	-1729.15	-34.85	276.59	0.00	213875.37	-28807.20
9574	SLV X max	J[18486	-1703.13	-35.64	273.58	0.00	211193.44	-30393.99
9724	SLV X max	J[18636	-1693.87	-35.58	264.92	-0.00	205103.69	-31053.92
9624	SLV X max	J[18536	-1686.85	-36.37	270.42	-0.00	208351.46	-31881.39
9674	SLV X max	J[18586	-1679.59	-36.87	267.21	-0.00	205481.41	-33177.03

Combinazione di carico SLV-X min

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*mm)	Moment-y (kN*mm)	Moment-z (kN*mm)
8774	SLV X min	J[17686	-2363.93	-30.87	302.87	0.00	263820.98	-25161.92
8824	SLV X min	J[17736	-2345.72	-31.42	297.87	-0.00	257061.32	-26365.90
8874	SLV X min	J[17786	-2319.82	-31.32	293.47	0.00	251334.80	-26020.04
8924	SLV X min	J[17836	-2294.95	-31.74	290.05	0.00	247605.37	-26758.87
8974	SLV X min	J[17886	-2275.16	-32.04	287.19	0.00	245183.70	-27331.82
9024	SLV X min	J[17936	-2254.72	-31.61	285.27	0.00	244777.95	-26391.04
9074	SLV X min	J[17986	-2222.73	-31.54	284.14	0.00	245721.07	-26389.82
9124	SLV X min	J[18036	-2213.45	-32.93	286.84	0.00	230650.55	-26196.91
9174	SLV X min	J[18086	-2170.17	-33.53	282.87	0.00	226066.28	-27530.60
9224	SLV X min	J[18136	-2136.00	-34.17	279.72	0.00	222936.37	-28734.05
9274	SLV X min	J[18186	-2112.02	-34.85	276.74	0.00	220192.47	-29989.06
9324	SLV X min	J[18236	-2097.50	-35.29	273.89	0.00	217820.53	-30892.90
9374	SLV X min	J[18286	-2089.31	-35.47	271.77	0.00	216777.31	-31537.91
9424	SLV X min	J[18336	-1812.33	-32.70	284.71	0.00	225760.50	-21122.20
9474	SLV X min	J[18386	-1746.98	-36.25	279.85	0.00	219233.22	-28843.00
9524	SLV X min	J[18436	-1709.93	-37.02	276.99	0.00	216711.52	-30627.58
9574	SLV X min	J[18486	-1682.08	-37.67	274.14	-0.00	214169.18	-32029.34
9624	SLV X min	J[18536	-1663.15	-38.24	271.18	-0.00	211503.94	-33315.84
9724	SLV X min	J[18636	-1662.48	-37.36	266.26	-0.00	208756.14	-32413.25
9674	SLV X min	J[18586	-1652.50	-38.63	268.22	-0.00	208844.40	-34464.97

Combinazione di carico SLV-Y max

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*mm)	Moment-y (kN*mm)	Moment-z (kN*mm)
8774	SLV Y max	J[17686	-2367.20	-98.63	285.63	0.00	265222.21	-81745.12
9124	SLV Y max	J[18036	-2356.03	-107.34	266.39	0.00	229216.12	-89841.66
8824	SLV Y max	J[17736	-2300.17	-99.83	274.23	-0.00	252601.38	-84168.99
9174	SLV Y max	J[18086	-2264.82	-108.27	255.99	0.00	218794.94	-91728.67
8874	SLV Y max	J[17786	-2230.12	-100.17	263.26	0.00	240647.62	-84577.26
9424	SLV Y max	J[18336	-2191.49	-113.50	267.71	-0.00	227824.97	-89601.24
9224	SLV Y max	J[18136	-2185.30	-109.13	246.51	0.00	209864.83	-93272.68
8924	SLV Y max	J[17836	-2163.62	-100.83	253.28	0.00	230598.82	-85703.27
9274	SLV Y max	J[18186	-2117.30	-109.91	237.25	0.00	201358.61	-94660.17
8974	SLV Y max	J[17886	-2103.19	-101.23	243.90	-0.00	221861.00	-86389.67
9474	SLV Y max	J[18386	-2074.61	-117.54	256.49	-0.00	215529.29	-98282.60
9324	SLV Y max	J[18236	-2058.89	-110.29	228.16	0.00	193227.60	-95468.77
9024	SLV Y max	J[17936	-2041.74	-100.68	235.49	0.00	215155.10	-85213.55
9374	SLV Y max	J[18286	-2005.26	-110.30	219.76	0.00	186365.64	-95814.06
9524	SLV Y max	J[18436	-1992.39	-118.56	247.33	-0.00	207346.00	-100581.00
9074	SLV Y max	J[17986	-1966.82	-100.17	228.10	0.00	210202.58	-84281.17
9574	SLV Y max	J[18486	-1921.27	-119.29	238.30	-0.00	199255.32	-102154.11
9624	SLV Y max	J[18536	-1859.59	-119.80	229.23	-0.00	191086.18	-103382.54
9674	SLV Y max	J[18586	-1805.51	-119.99	220.18	-0.00	182934.77	-104234.03
9724	SLV Y max	J[18636	-1764.06	-118.66	211.18	-0.00	176215.66	-102206.78

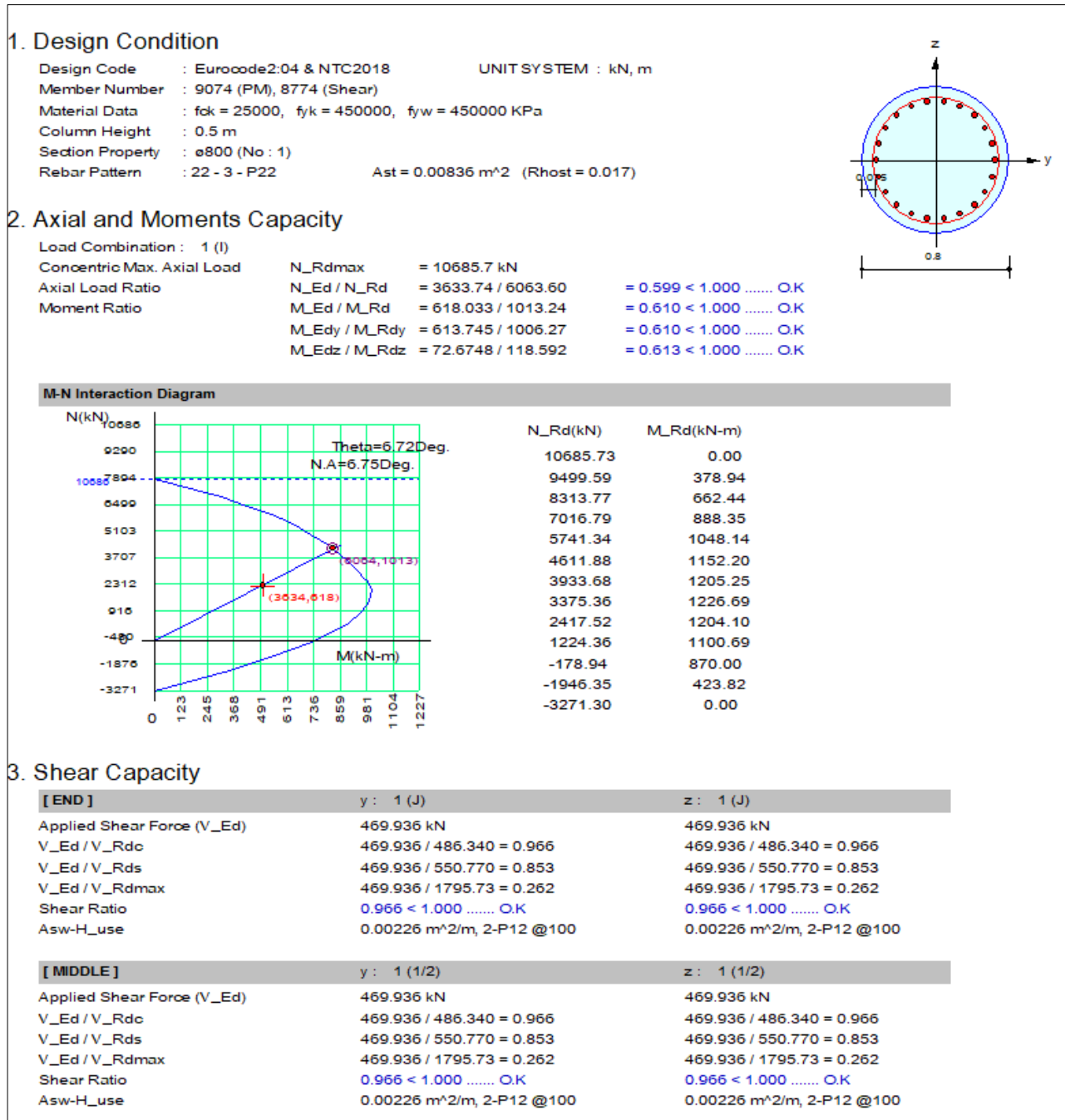
Combinazione di carico SLV-Y min

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*mm)	Moment-y (kN*mm)	Moment-z (kN*mm)
9124	SLV Y min	J[18036	-2308.48	-109.72	266.47	0.00	231612.58	-91874.09
8774	SLV Y min	J[17686	-2305.19	-101.04	284.98	0.00	266107.47	-83745.55
8824	SLV Y min	J[17736	-2236.08	-102.27	273.72	-0.00	253675.55	-86239.49
9174	SLV Y min	J[18086	-2216.09	-110.64	256.19	0.00	221322.97	-93752.23
9424	SLV Y min	J[18336	-2174.52	-115.80	267.90	-0.00	230451.26	-91603.34
8874	SLV Y min	J[17786	-2164.61	-102.63	262.89	0.00	241873.78	-86685.10
9224	SLV Y min	J[18136	-2135.13	-111.44	246.84	0.00	212514.07	-95205.99
8924	SLV Y min	J[17836	-2096.50	-103.26	253.05	0.00	231936.19	-87733.87
9274	SLV Y min	J[18186	-2064.96	-112.12	237.75	0.00	204162.23	-96457.98
9474	SLV Y min	J[18386	-2056.65	-119.79	256.77	-0.00	218252.43	-100213.11
8974	SLV Y min	J[17886	-2033.87	-103.61	243.84	-0.00	223306.54	-88325.98
9324	SLV Y min	J[18236	-2003.56	-112.42	228.89	0.00	196224.22	-97150.78
9524	SLV Y min	J[18436	-1973.18	-120.73	247.73	-0.00	210182.15	-102401.38
9024	SLV Y min	J[17936	-1969.83	-103.05	235.62	0.00	216684.79	-87134.89
9374	SLV Y min	J[18286	-1946.43	-112.39	220.75	0.00	189561.06	-97450.79
9574	SLV Y min	J[18486	-1900.22	-121.31	238.86	-0.00	202231.06	-103789.46
9074	SLV Y min	J[17986	-1892.64	-102.52	228.43	0.00	211816.94	-86178.10
9624	SLV Y min	J[18536	-1835.90	-121.68	229.99	-0.00	194238.66	-104816.99
9674	SLV Y min	J[18586	-1778.42	-121.75	221.19	-0.00	186297.77	-105521.98
9724	SLV Y min	J[18636	-1732.67	-120.45	212.52	-0.00	179868.12	-103566.11

14.1 Verifiche strutturali

In riferimento alla sezione di palo maggiormente sollecitata a flessione si riporta nel seguito la scheda di verifica strutturale relativa.

SCHEDA DI VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO MAGGIORMENTE SOLLECITATO



14.2 Verifiche di Capacità Portante singolo palo

La massima sollecitazione assiale risultante sui pali di fondazione è risultata pari a:

$$N_{Ed,max} = 3643.05 \text{ kN}$$

Tale valore di sollecitazione, essendo il risultato delle analisi dell'intera spalla, comprende già tutti i coefficienti moltiplicativi di norma e non deve quindi essere ulteriormente maggiorato.

Per quanto riguarda la determinazione della capacità portante dei pali, questa viene effettuata mediante la somma del carico laterale " Q_L " e del carico alla base " Q_B ":

$$R_{c,d} = Q_{L,d} + Q_{B,d}$$

La valutazione della resistenza laterale $Q_{L,d}$ viene effettuata a partire dal valore caratteristico $Q_{L,k}$ calcolato tramite la determinazione della tensione di aderenza palo-terreno " $\tau_{a,k}$ " in funzione dello stato tensionale geostatico presente alle varie profondità utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, mediante la seguente relazione:

$$\tau_{a,k} = c'_k + \sigma_{n,k} \cdot \tan\phi'_k$$

dove:

c'_k = coesione efficace del terreno;

ϕ'_k = angolo di attrito al contatto con la superficie laterale del palo;

$\sigma_{n,k} = k_s \sigma_v$ = tensione normale all'asse dei pali;

$k_s = (1.1 \div 1.2) k_o$ coefficiente per pali gettati in pressione;

σ_v = tensione geostatica verticale alle varie profondità;

z (m)	γ (kN/mc)	ϕ (°)	c (kPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	k_o	k_s	σ_h (kPa)	τ_a (kPa)	ΔR_a (kN)	Rak (kN)
0.00	19.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.36	0.39	0.00	0.00		
1.00	19.00	40.00	0.00	19.00	10.00	9.00	0.36	0.39	3.54	2.97	3.73	3.73
2.00	19.00	40.00	0.00	38.00	20.00	18.00	0.36	0.39	7.07	5.93	11.19	14.92
3.00	19.00	40.00	0.00	57.00	30.00	27.00	0.36	0.39	10.61	8.90	18.64	33.56
4.00	19.00	40.00	0.00	76.00	40.00	36.00	0.36	0.39	14.15	11.87	26.10	59.66
5.00	19.00	40.00	0.00	95.00	50.00	45.00	0.36	0.39	17.68	14.84	33.56	93.22
6.00	19.00	40.00	0.00	114.00	60.00	54.00	0.36	0.39	21.22	17.80	41.02	134.24
7.00	20.00	40.00	0.00	134.00	70.00	64.00	0.36	0.39	25.15	21.10	48.89	183.13
8.00	20.00	40.00	0.00	154.00	80.00	74.00	0.36	0.39	29.08	24.40	57.18	240.31
9.00	20.00	40.00	0.00	174.00	90.00	84.00	0.36	0.39	33.01	27.70	65.46	305.77
10.00	20.00	40.00	0.00	194.00	100.00	94.00	0.36	0.39	36.94	30.99	73.75	379.52
11.00	20.00	40.00	0.00	214.00	110.00	104.00	0.36	0.39	40.87	34.29	82.04	461.56
12.00	20.00	40.00	0.00	234.00	120.00	114.00	0.36	0.39	44.79	37.59	90.32	551.88
13.00	27.00	40.00	150.00	261.00	130.00	131.00	0.36	0.39	51.47	193.19	290.01	841.89
14.00	27.00	40.00	150.00	288.00	140.00	148.00	0.36	0.39	58.15	198.80	492.59	1334.48
15.00	27.00	40.00	150.00	315.00	150.00	165.00	0.36	0.39	64.83	204.40	506.68	1841.15
16.00	27.00	40.00	150.00	342.00	160.00	182.00	0.36	0.39	71.51	210.01	520.76	2361.91
17.00	27.00	40.00	150.00	369.00	170.00	199.00	0.36	0.39	78.19	215.61	534.85	2896.76
18.00	27.00	40.00	150.00	396.00	180.00	216.00	0.36	0.39	84.87	221.22	548.94	3445.70
19.00	27.00	40.00	150.00	423.00	190.00	233.00	0.36	0.39	91.55	226.82	563.02	4008.72
20.00	27.00	40.00	150.00	450.00	200.00	250.00	0.36	0.39	98.23	232.43	577.11	4585.83

Ne é risultato un valore di: $Q_{L,k} = 4585.83 \text{ kN} \approx 4580 \text{ kN}$

Per la valutazione del carico limite alla base del singolo palo, tenendo conto che questo dovrebbe risultare immerso nel substrato roccioso, si é fatto riferimento ad un valore cautelativo della resistenza a compressione della roccia $C_o = 10.00 \text{ MPa}$, ottenendo:

$$Q_P = C_o \cdot A_P = 5000 \text{ kN}$$

Il valore caratteristico della resistenza è quindi ottenuto applicando al valore calcolato un opportuno fattore di correlazione (ξ), assunto cautelativamente pari a 1.70, come sotto riportato (§ 6.4.3.1.1):

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

Portata laterale: $Q_{L,k} = Q_{L,cal} / \xi = 4580 / 1.70 = 2694.12 \text{ kN/m}$

Portata alla base: $Q_{B,k} = Q_{B,cal} / \xi = 5000 / 1.70 = 2941.18 \text{ kN/m}$

Alle resistenze caratteristiche determinate si applicano i coefficienti parziali γ_{R3} di norma riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale [⊙]	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

[⊙] da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Pertanto: $Q_{L,d} = 2694.12 / 1.15 = 2342.71 \text{ kN/m}$

$Q_{B,d} = 2941.18 / 1.35 = 2178.65 \text{ kN/m}$

Quindi: $R_{c,d} = 2342.71 + 2178.65 = 4521.36 \text{ kN/m}$

L'azione di progetto é data dal carico applicato in testa al quale si somma il peso del palo (ques'ultimo moltiplicato per il coefficiente parziale di combinazione = 1,3):

$$E_d = N_{Ed,max} + PP \cdot 1.3 = 3643.05 + 150.80 \cdot 1.3 = 3839.09 \text{ kN}$$

Risulta quindi: $R_{c,d} > E_d \rightarrow \text{ok}$

14.3 Verifiche di Capacità Portante Palificata

La massima azione complessiva risultante sul piano di fondazione, distribuita su vari pali presenti, è risultata pari a:

$$N_{Ed,max} = 60.183 \text{ kN}$$

La capacità portante dell'intera palificata é pari alla somma delle portate di tutti i pali opportunamente ridotta per tenere conto della mutua interazione tra i pali quando questi sono disposti a distanza ridotta.

$$Q_{gr} = n_p \cdot R_{c,d} \cdot \varepsilon$$

n_p = numero di pali;
 $R_{c,d}$ = resistenza di calcolo di ciascun palo;
 ε = coefficiente di efficienza valutato con la relazione di *Converse & Labarre*:

$$\varepsilon = 1 - \arctg(D/i) \cdot \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

dove:

n = n.ro di file di pali = 3
 m = n.ro di pali per ogni fila = 6.5
 D = diametro del palo = 0.80 m
 i = interasse tra i pali = 3.00 m

$\varepsilon = 0.75$

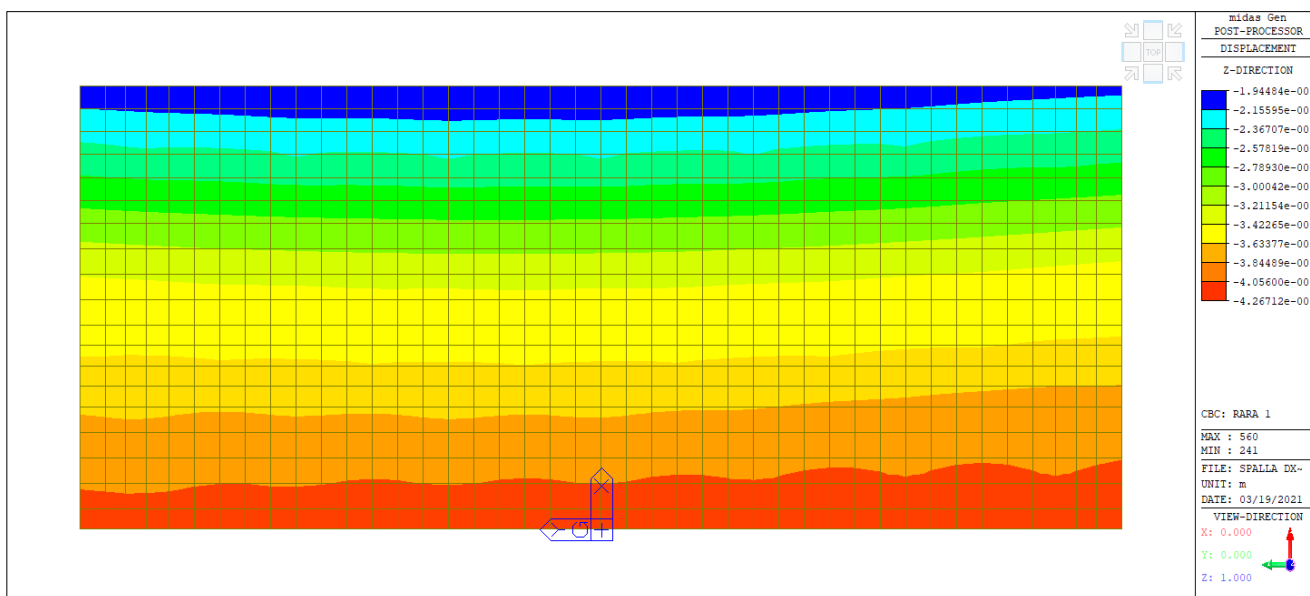
Risulta quindi: $Q_{gr} = 20 \cdot 4521.36 \text{ kN} \cdot 0.75 = 67.820 \text{ kN}$

$$Q_{gr} > N_{Ed,max} \rightarrow \text{ok}$$

15. Verifiche di deformabilità

15.1 Cedimenti verticali

In riferimento alla combinazione di carico di SLE caratteristica, nella figura seguente si riporta la distribuzione dei cedimenti della fondazione.



Cedimenti della fondazione

Come rilevabile dalla predetta rappresentazione i cedimenti risultano essere pari a:

cedimento minimo: $z_{\min} = 2.0 \text{ mm}$

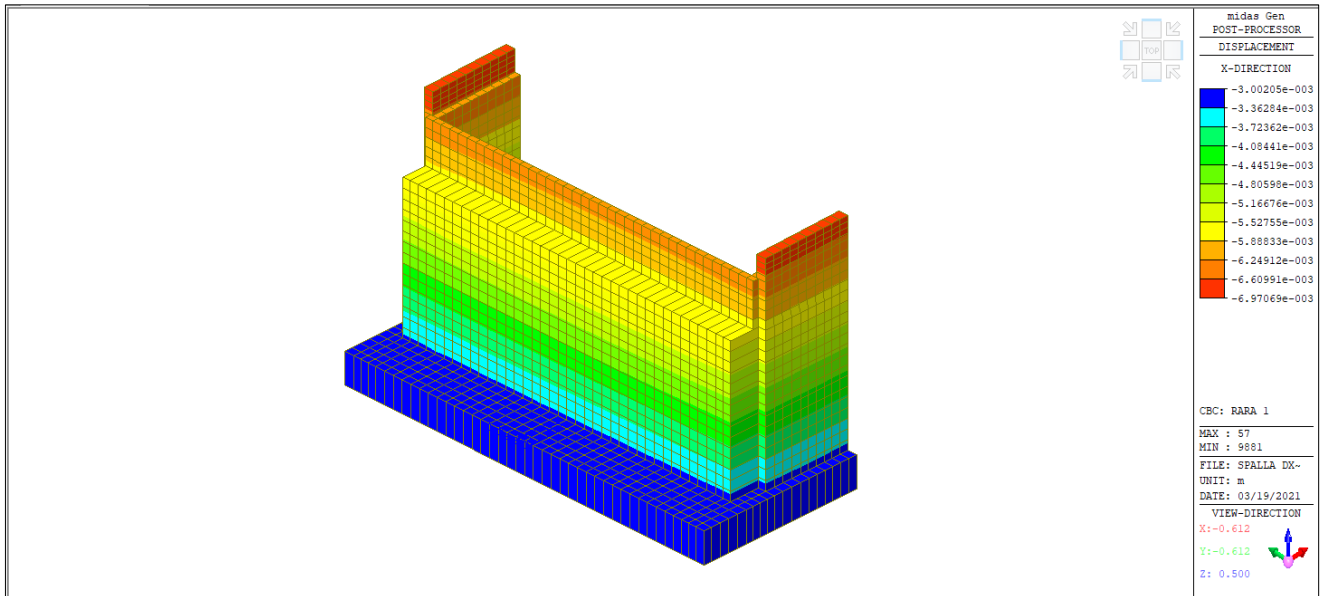
cedimento massimo: $z_{\max} = 4.3 \text{ mm}$

E' da evidenziare che buona parte di tale cedimento (pari a 2.0 mm) si sviluppa durante la costruzione dell'opera; soltanto la parte rimanente (circa 2.3 mm) è associata ai carichi di esercizio.

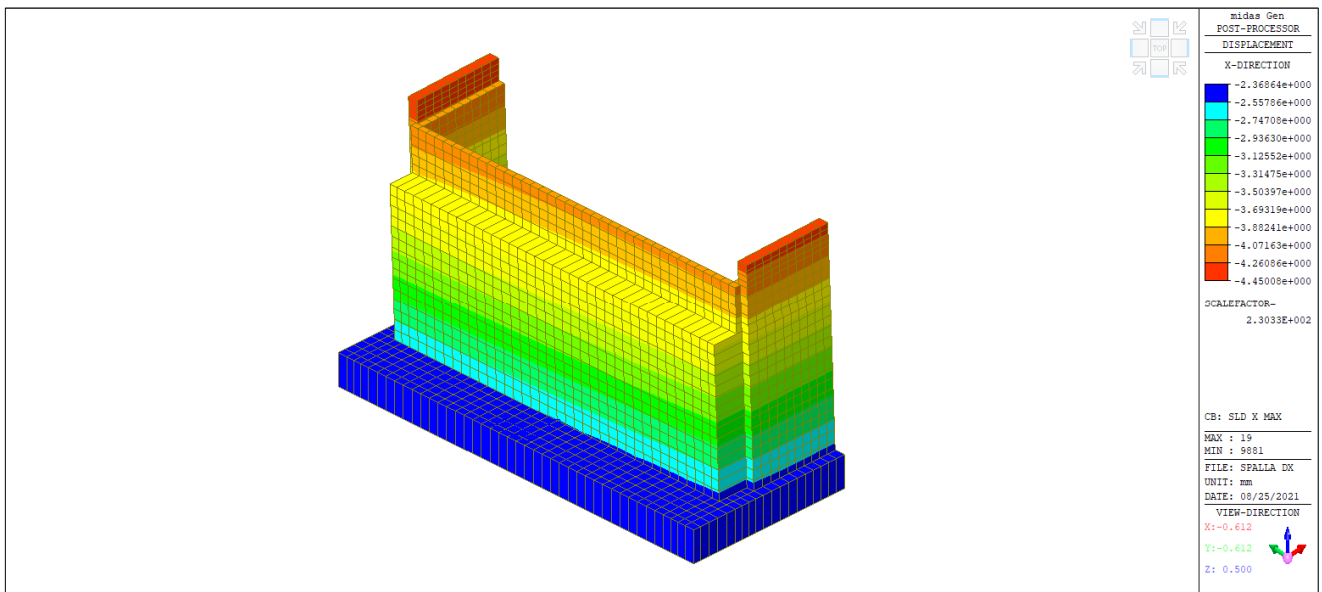
I suddetti cedimenti risultano pertanto pienamente ammissibili.

15.2 Spostamenti orizzontali

Nelle figure seguenti si riportano gli spostamenti orizzontali della struttura sia nelle condizioni statiche che sismiche.



Spostamenti orizzontali - Combinazione Statica SLE caratteristica



Spostamenti orizzontali - Combinazione Sismica SLD

- Condizioni statiche SLE: $\delta_{\max} = 7.0 \text{ mm}$
- Condizioni sismiche SLD: $\delta_{\max} = 4.5 \text{ mm}$

I predetti valori di spostamento sono pertanto pienamente ammissibili in relazione alle necessità di esercizio della struttura.

16. Scorrimenti agli appoggi

Per la presenza degli appoggi di tipo scorrevole sulla spalla in oggetto, si deve verificare la compatibilità degli spostamenti orizzontali con le caratteristiche di scorrimento degli appoggi stessi tenendo conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (spalle), in accordo a quanto indicato nel § 7.2.2.

Lo spostamento orizzontale totale in condizioni sismiche a livello degli appoggi deve essere quello corrispondente allo SLC e viene definito dalla seguente relazione:

$$\Delta = d_{Es} + d_{Eg}$$

dove:

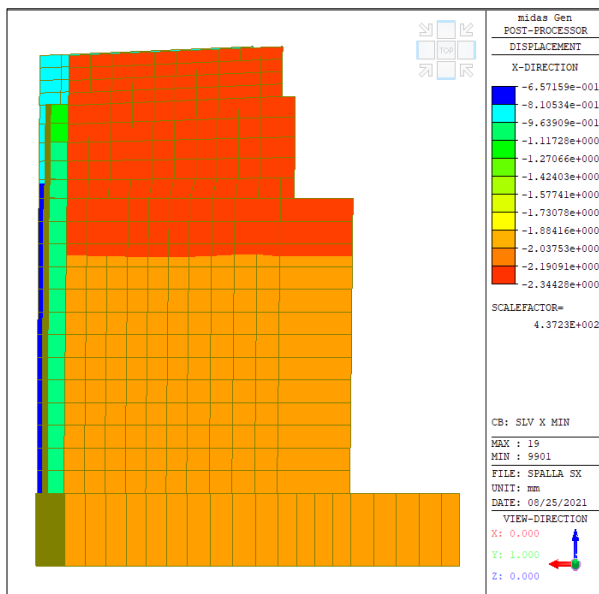
d_{Es} = spostamento relativo tra le due parti della struttura

d_{Eg} = spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura

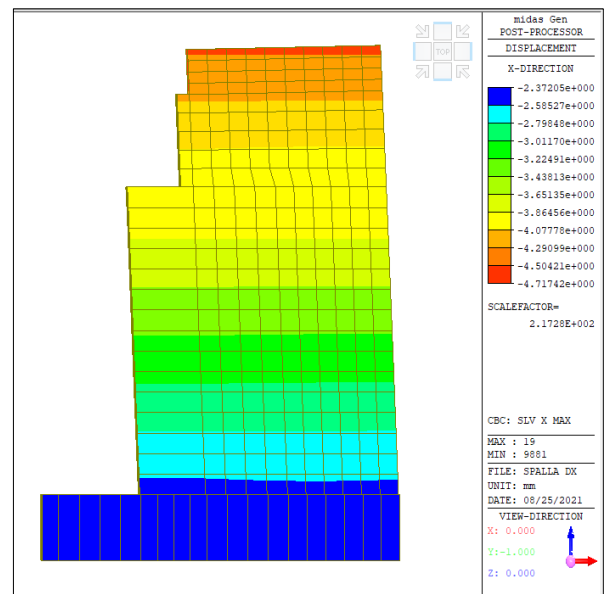
16.1 Spostamenti della struttura

Gli spostamenti della struttura per lo stato limite di collasso SLC possono essere ottenuti moltiplicando per 1,25 quelli corrispondenti allo SLV (§ 7.3.3.3).

Con riferimento alla spalla in oggetto ed alla spalla opposta, per la quale si rimanda alla visione della relativa relazione di calcolo per eventuali dettagli, nelle figure seguenti si rappresentano gli spostamenti orizzontali delle strutture ottenuti nelle condizioni sismiche SLV.



Spalla SX
 $\delta_{X,max} = \pm 2.4 \text{ mm}$



Spalla DX
 $\delta_{X,max} = \pm 4.7 \text{ mm}$

Avendo adottato nelle analisi delle strutture un fattore di comportamento $q=1$, senza applicare quindi riduzioni allo spettro di risposta elastico, i valori di spostamento allo SLV ottenuti dalle elaborazioni sono già quelli effettivi e non necessitano di ulteriori amplificazioni (§ 7.3.3.3).

Gli spostamenti delle strutture per lo SLC sono pertanto i seguenti:

- Spalla SX: $\pm 2.4 \cdot 1.25 = \pm 3.0$ mm
- Spalla DX: $\pm 4.7 \cdot 1.25 = \pm 5.9$ mm

e lo spostamento relativo tra le due parti della struttura per SLC:

$$d_{Es} = \sqrt{(3.0^2 + 5.9^2)} = 6.6 \text{ mm}$$

Per i ponti, gli spostamenti relativi così calcolati devono essere ulteriormente moltiplicati per 1,25 (§ 7.3.3.3):

$$d_{Es} = 6.6 \cdot 1.25 = 8.3 \text{ mm}$$

16.2 Spostamenti del terreno

Lo spostamento relativo massimo tra due punti posti a significativa distanza tra di loro, per effetto della variabilità spaziale del moto del terreno in condizioni sismiche, può essere stimato secondo la seguente espressione (§ 3.2.4.2):

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

dove:

d_{gi} = spostamento assoluto massimo del terreno in corrispondenza della spalla SX;

d_{gj} = spostamento assoluto massimo del terreno in corrispondenza della spalla DX.

tali spostamenti sono dati dalla seguente espressione (§ 3.2.3.3):

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Nel caso in esame, dal momento che per il ponte in oggetto la situazione stratigrafica è pressoché identica per le due spalle, senza apprezzabili variazioni nelle caratteristiche di risposta sismica dei terreni di fondazione, per entrambe le spalle si valuta:

$$d_{gi} = d_{gj} = 0.025 \cdot 0.0664 g \cdot 1.20 \cdot 0.425 \cdot 1.866 = 15.5 \text{ mm}$$

si ottiene quindi:

$$d_{ij\max} = 1.25 \sqrt{(15.5^2 + 15.5^2)} = 27.4 \text{ mm}$$

Tenendo conto della effettiva distanza intercorrente tra le due spalle (x), lo spostamento relativo tra queste si può valutare mediante la seguente espressione (§ 3.2.4.2):

$$d_{ij}(x) = (d_{ij\max}/v_s) \cdot 3,0 x$$

quindi:

$$d_{i,j} = d_{Eg} = (27.4 \text{ mm} / 600^{(*)} \text{ m/s}) \cdot 3,0 \cdot 60.00 \text{ m} = 8.3 \text{ mm}$$

(*) valore di v_s desunto dalla documentazione Geologica e Geotecnica.

16.3 Spostamenti totali

Sulla base di quanto esposto in precedenza, gli spostamenti totali in condizioni sismiche a livello degli appoggi sono pari a:

$$\Delta = d_{Es} + d_{Eg}$$

$$\Delta = 8.3 \text{ mm} + 8.3 \text{ mm} = \pm 16.6 \text{ mm}$$

Gli spostamenti di cui sopra sono pertanto ammissibili in relazione alle caratteristiche di scorrimento previste per gli apparecchi di appoggio ($\pm 50 \text{ mm}$) e per il giunto di dilatazione.

17. Conclusioni

La presente relazione é stata redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Nella presente relazione si sono espone le principali analisi di calcolo e verifiche strutturali relative alla spalla in sponda DX del Ponte sul fiume Oglio.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive.