

S.S. 67 "Tosco Romagnola"
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di
Dicomano.

Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI462

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



sinergo



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

IL GEOLOGO:

*Geol. Massimo Mezzanatica – Società Pro Iter Srl
Ordine Geologi della Lombardia n. 762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani



PROTOCOLLO:

DATA:

12 - OPERE D'ARTE MAGGIORE

12.03 - Sieve 2

Relazione di calcolo fondazioni

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-VI03-STR-RE03-A.pdf			
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	P01VI03STRRE03	A	R
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	02/2024	ZERRUSO	DONELLI	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 2 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

INDICE

1	PREMESSA	5
1.1	Impalcato	5
1.2	Appoggi e giunti	7
1.3	Pile	7
1.4	Spalle	13
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	16
2.1	Normativa emessa dallo stato italiano	16
2.2	Normativa emessa da enti pubblici.....	16
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	17
3.1	Programmi di calcolo numerico FEM.....	17
3.1.1	Grado di affidabilità del codice	18
3.2	Altri programmi di calcolo utilizzati.....	18
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
4.1	Acciaio da carpenteria.....	19
4.1.1	Micropali.....	19
4.2	Calcestruzzo	19
4.2.1	Elevazioni spalla	19
4.2.2	Fondazioni	20
4.2.3	Pali di fondazione.....	20
4.2.4	Pali coronelle provvisorie.....	20
4.2.5	Acciaio da cemento armato	21
5	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	22
5.1	Criteri di verifica per le sezioni in c.a.	22
5.1.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo: presso-flessione.....	22
5.1.2	Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio	22
5.1.3	Verifiche a Stato Limite di Esercizio	23
5.1.4	Verifiche a Stato Limite di Fessurazione.....	23
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	25
6.1	Caratterizzazione geotecnica	25
6.2	Caratterizzazione sismica del Viadotto Sieve 2	26
7	MODELLO DI CALCOLO	27
7.1	Modello di calcolo locale della spalla	27
8	ANALISI DEI CARICHI	29
8.1	Carichi da impalcato.....	29
8.2	Pressione del terreno sulla fondazione interna	29
8.3	Pressione orizzontale terreno	30

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	3 di 141
			Data 10/2023	

8.4	Carico accidentale verticale spalla interna.....	34
8.5	Sovrappinta sismica e Pseudostatica	34
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
9.1	Stati Limite Ultimi.....	40
9.2	Stati Limite di Esercizio	40
9.3	Combinazioni di carico	41
10	VERIFICHE SPALLA	44
10.1	Muro frontale.....	57
10.1.1	Armature a flessione orizzontali.....	57
10.1.2	Armature a flessione verticali:	60
10.1.3	Armatura a Taglio.....	64
10.2	Paragliaia.....	68
10.2.1	Armature a flessione orizzontali.....	68
10.2.2	Armature a flessione verticali:	72
10.2.3	Armatura a Taglio.....	76
10.3	Muro andatore.....	80
10.3.1	Armature a flessione orizzontali.....	80
10.3.2	Armature a flessione verticali:	84
10.3.3	Armatura a Taglio.....	88
10.4	Muro andatore sbalzo.....	92
10.4.1	Armature a flessione orizzontali.....	92
10.4.2	Armature a flessione verticali:	95
10.4.3	Armatura a Taglio.....	99
10.5	Fondazione	103
10.5.1	Armature a flessione orizzontali.....	103
10.5.2	Armature a flessione verticali:	107
10.5.3	Armatura a Taglio.....	110
10.6	Incidenza Acciaio d'armatura-Calcestruzzo	115
11	VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE.....	116
11.1	Verifica agli stati limite ultimi (SLU).....	117
11.2	Resistenze di pali soggetti a carichi assiali	118
11.3	Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali.....	118
11.4	Condizioni sismiche.....	118
11.5	Capacità portante dei pali di fondazione	118
11.5.1	<u>Capacità portante verticale.....</u>	119
11.5.2	<u>Capacità portante orizzontale.....</u>	120
11.6	Valutazione delle azioni nei pali di fondazione	120
11.6.1	<u>Procedura di calcolo.....</u>	121

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 4 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

11.7	Analisi numeriche – fondazioni su pali di grande diametro	122
11.7.1	<u>Configurazioni di studio e dati di input delle analisi</u>	122
11.7.2	<u>Risultati delle analisi numeriche</u>	123
11.7.3	<u>Definizione dei carichi verticali in testa ai pali</u>	128
11.7.4	<u>Verifiche del palo</u>	129
11.8	Analisi numeriche – fondazione su micropali	131
11.8.1	<u>Configurazioni di studio e dati di input delle analisi</u>	131
11.8.2	<u>Risultati delle analisi numeriche</u>	133
11.8.3	<u>Definizione dei carichi verticali in testa ai micropali</u>	137
11.8.4	<u>Verifiche del micropalo</u>	138
12	APPENDICE A – Scarichi all'intradosso delle platee di fondazione	141

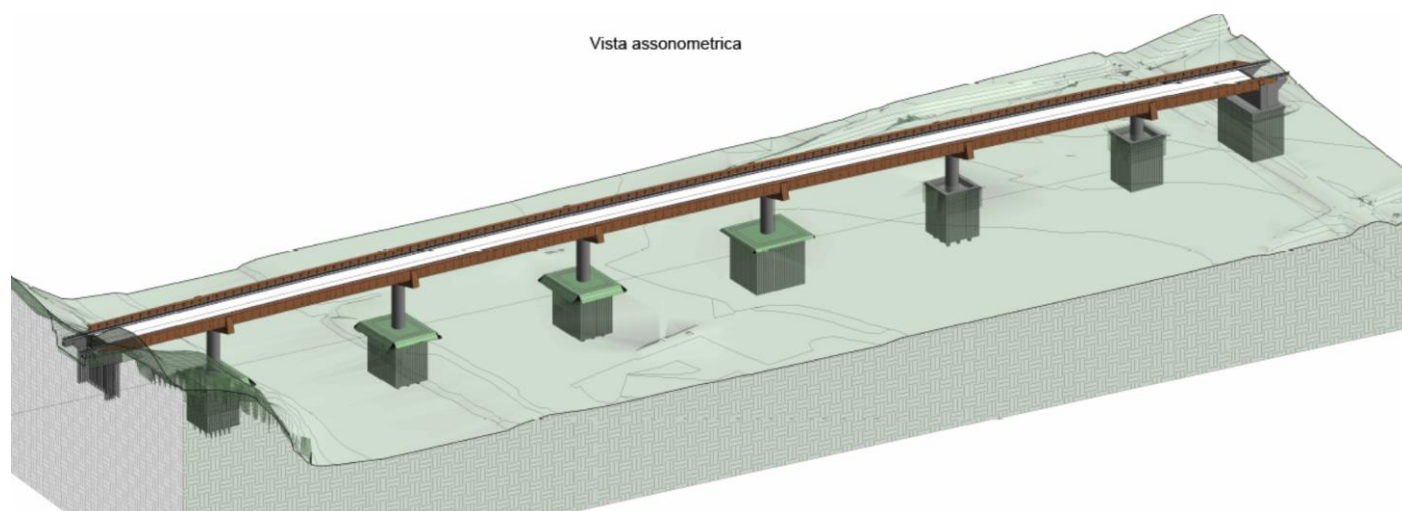
CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 5 di 141
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETEMVA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 10/2023

1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione della Spalla 2 del Viadotto Sieve 2, facente parte delle opere previste nell'ambito dei "Lavori di adeguamento della S.S.67 Tosco-Romagnola nel tratto tra la località San Francesco in comune di Pelago e l'abitato di Dicomano – Variante di Rufina – Lotti 2A e 2B".

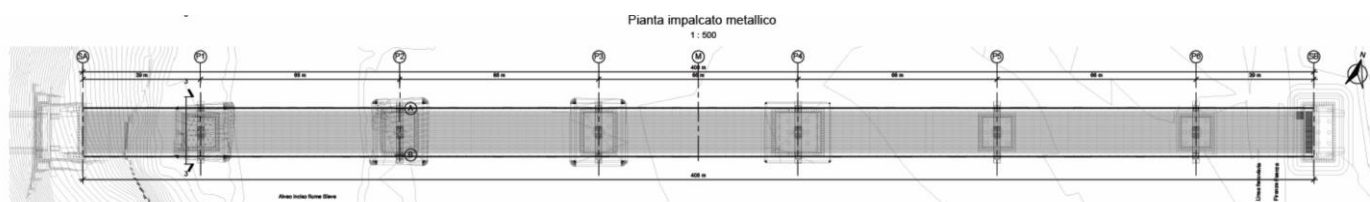
L'opera è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC-2018), da cui scaturisce un coefficiente d'uso C_U pari a 2. Pertanto, le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R pari a 100 anni.

Il viadotto in progetto prevede la realizzazione di un impalcato a via di corsa inferiore realizzato con un sistema misto acciaio-calcestruzzo e sviluppato su n.7 campate con schema statico a trave continua. Le luci di calcolo risultano pari a 66 mt per le campate centrali e 39 mt per le due campate terminali, per un totale di 408 mt. Gli impalcati sono costruiti in continuità sulle pile e caratterizzati da una soletta gettata in opera con ausilio di coppelle autoportanti in cls. Le pile, a sezione circolare, sono realizzate con fusto in cemento armato ordinario sulla cui sommità viene realizzato un pulvino in carpenteria metallica.



1.1 Impalcato

L'impalcato è realizzato con andamento planimetrico rettilineo lungo tutto il suo sviluppo (409.60 mt totali, compresi i retro-travi); altimetricamente invece prevede una pendenza longitudinale variabile e linearmente decrescente dalla Spalla A (lato monte sub-orizzontale) alla Spalla B (lato valle con pendenza pari a circa 4.50%).

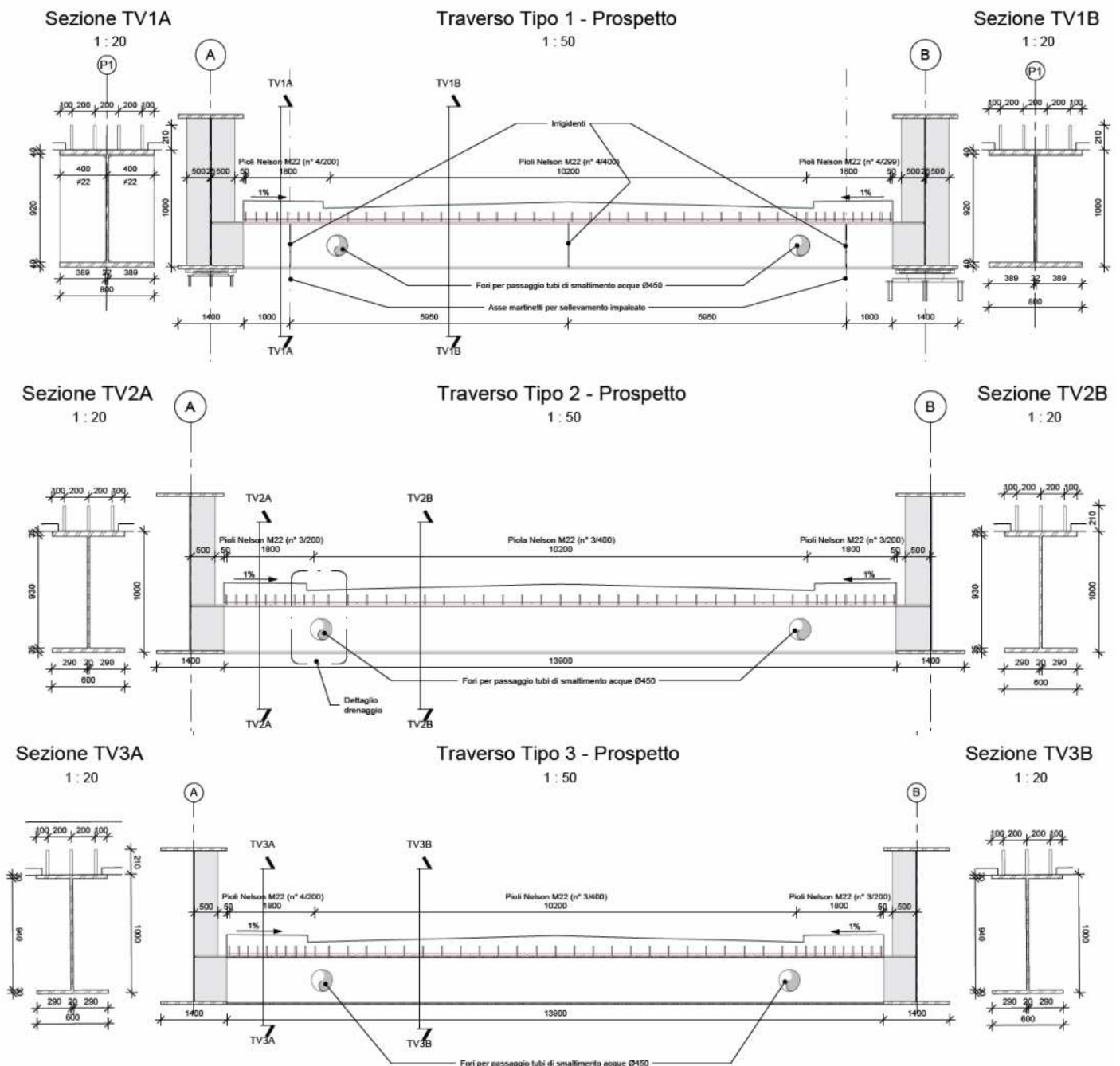


Vista in pianta della carpenteria metallica

L'impalcato, a via di corsa inferiore, presenta una sezione trasversale costituita da:

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. A	FOGLIO 6 di 141
	Data 10/2023			

- n.2 travi portanti longitudinali, realizzate completamente in carpenteria metallica con sezione composta saldata "a doppio T" (altezza totale costante pari a 3.30 mt e larghezza delle ali costante pari a 1.40 mt). Lo spessore dei piatti risulta variabile da concio in concio (40÷80 mm per le ali, 20÷28 mm per le anime).
- n.137 traversi, realizzati a sezione mista acciaio/cis (passo costante pari a 3.00 mt):
 - o parti in carpenteria metallica realizzate in composizione saldata "a doppio T" (altezza totale costante pari a 1.00 mt e larghezza delle ali pari a 80 cm (per i traversi in asse appoggi) oppure 60 cm (per i traversi in campata).
 - o parti gettate in opera in c.a. ordinario (soletta) con l'ausilio di predalles prefabbricate (spessore totale predalles + getto in opera pari a 30 cm); la solidarizzazione con le sottostanti parti in carpenteria metallica è realizzata con pioli tipo Nelson saldati all'estradosso dell'ala superiore del traverso e inglobati nel getto in opera della soletta.



Sezione trasversale tipologica

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETAZMA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

Tutte le connessioni tra gli elementi di carpenteria metallica sono realizzate con saldature a completo ripristino, evitando antiestetiche connessioni bullonate.

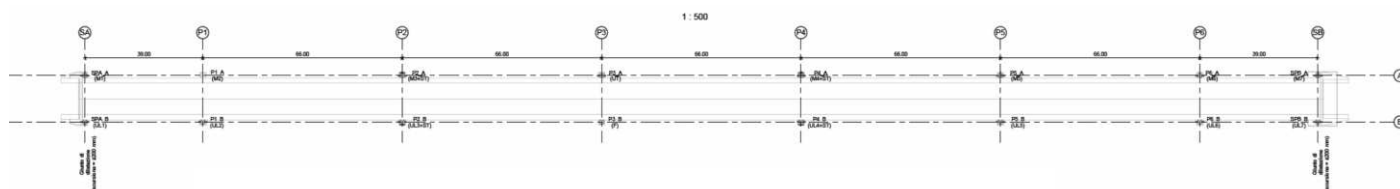
La soletta è dimensionata per ospitare una piattaforma stradale di calibro 10.50 mt, con due corsie di marcia da 3.75 mt e banchine laterali da 1.50 mt. Ai lati della carreggiata stradale vengono ricavati 2 cordoli in c.a. di larghezza 170 cm, con marciapiedi di servizio e barriere di sicurezza metalliche: all'interno del getto in opera dei cordoli verranno previsti appositi cavidotti per il passaggio di impianti tecnologici.

1.2 Appoggi e giunti

Gli apparecchi di appoggio, posizionati in asse alle anime delle travi longitudinali, vengono realizzati in acciaio teflon con caratteristiche tali da assecondare le dilatazioni e le contrazioni dell'impalcato dovute ai fenomeni lenti (ritiro del cls di soletta, variazioni termiche stagionali): gli apparecchi fissi in direzione longitudinale vengono collocati sull'asse appoggi della Pila P3 (posizione più prossima alla mezzzeria dell'opera) per rendere il più possibile omogenee le escursioni previste nei giunti di dilatazione delle spalle (realizzati in gomma armata).

A livello sismico, a causa delle elevate accelerazioni orizzontali del sito, in accoppiamento agli apparecchi mobili degli assi appoggi P2 e P4 è previsto l'alloggiamento di sistemi di ritegno longitudinale (tipo Shock-Transmitter), in modo da ridistribuire le azioni sismiche su n.3 pile, sfruttandone sia la capacità deformativa (dovuta alla maggiore altezza dei fusti) sia la duttilità della sezione di base (con la creazione di cerniere plastiche). La pila P1, inizialmente prevista con gli stessi ritegni sismici, è stata invece mantenuta libera nei confronti delle azioni sismiche longitudinali poiché le indagini geologiche hanno rivelato la presenza di una categoria di sottosuolo molto differente rispetto alle pile P2-P3-P4.

Lo schema di vincolo adottato viene riepilogato nella seguente figura:



Per ogni asse appoggi sono inoltre indicate n.3 posizioni per l'alloggiamenti dei martinetti idraulici necessari al sollevamento dell'impalcato (qualora si presentasse la necessità di dover intervenire o sostituire gli apparecchi di appoggio).

1.3 Pile

Le pile vengono realizzate con fusti circolari in c.a. e pulvini in carpenteria metallica. Nello specifico:

- I fusti di elevazione presentano sezione circolare piena alle due estremità e cava nel tratto centrale, con diametro esterno costante pari a 4.00 mt e spessori delle parti cave pari a 50 cm. Il tratto di base viene realizzato a sezione piena per evitare che durante la vita utile dell'opera possa crearsi un 'effetto-vasca' (l'altezza di tale tratto varia da pila a pila, mantenendo sempre come limite la quota di piena duecentennale del fiume Sieve); il tratto sommitale presenta invece un'altezza costante per tutte le pile (pari a 1.50 mt) e viene realizzato per consentire la corretta posa dei tirafondi (necessari per realizzare il nodo di incastro con il pulvino metallico).
- Il pulvino viene realizzato in carpenteria metallica a sezione composta saldata; trasversalmente si presenta come una sezione rettangolare cava, con larghezza di base costante (2.20 mt) ed altezza variabile (pari a 3.00 mt in ombra al fusto di elevazione e linearmente rastremata verso l'esterno fino ad un'altezza di 1.45 mt). La sezione viene opportunamente irrigidita nella parte interna con piatti orizzontali e verticali: in particolare, questi ultimi vengono previsti nelle posizioni degli apparecchi di appoggio e di

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	8 di 141
			Data 10/2023	

sollevamento, per conferire maggiore rigidità al piatto superiore e ripartire con maggiore omogeneità gli scarichi puntuali dell'impalcato. Sono altresì previste delle botole per consentire la corretta ispezione e manutenzione di tutte le parti dell'opera.

Alle estremità libere del pulvino vengono previsti dei telai metallici realizzati con tubi quadri cavi commerciali per il sostegno del carter: quest'ultimo viene proposto con funzione estetica di 'mascheratura' delle zone di appoggio dell'impalcato (solo in queste zone, infatti, sulle travi longitudinali sono presenti irrigidenti trasversali esterni).

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche di calcolo delle pile:

	H _{TOT}	H _{BASE} (sez. piena)	H _{CENT} (sez. cava)	H _{TESTA} (sez. piena)	H _{PULVINO} (in asse pila)	D _{ESTERNO}
P1	24.00	6.00	13.50	1.50	3.00	4.00
P2						
P3	21.00	4.50	12.00			
P4	18.00	4.00	9.50			
P5	15.00	3.50	7.00			
P6	11.00	0.00	6.50			

Le fondazioni delle pile sono di tipo indiretto e presentano le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

N° pila	Tipologia dei pali di fondazione	Numero pali	Diametro [m]	Lunghezza [m]	Lunghezza platea di fondazione (direzione asse viadotto) [m]	Larghezza platea di fondazione (direzione trasversale al viadotto) [m]
1	Micropali	33	0.3	10	9.6	9.6
2	Pali trivellati	12	1.2	8	9.6	13.2
3	Pali trivellati	12	1.2	10	9.6	13.2
4	Pali trivellati	18	1.2	10	15.0	13.2
5	Pali trivellati	9	1.2	13	9.6	9.6
6	Pali trivellati	9	1.2	12	9.6	9.6

Per la visualizzazione della disposizione dei pali in pianta si rimanda al Capitolo 11 e agli elaborati grafici di riferimento presenti in progetto.

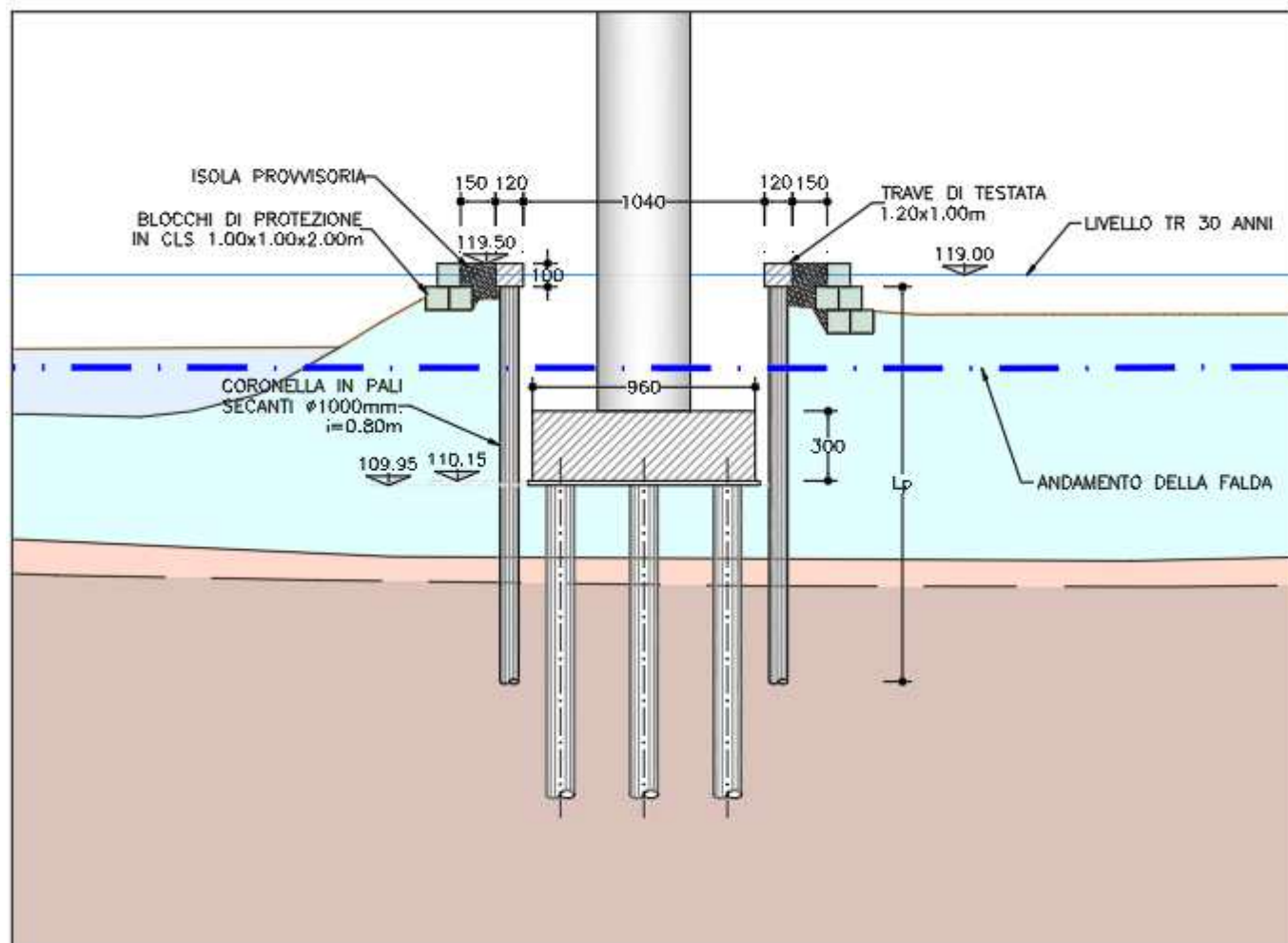
Propedeuticamente alla realizzazione delle fondazioni di ciascuna delle pile presenti in progetto, allo scopo di raggiungere con lo scavo la quota di imposta delle fondazioni, è prevista l'esecuzione di opere di sostegno provvisore costituite da coronelle di pali secanti, aventi diametro ϕ 1000 mm e interasse 800 mm.

Tutte le coronelle, eccetto quella della pila 6, vengono realizzate a partire dalla quota di 119.5 m.s.l.m. pari al valore del livello di piena previsto per il fiume Sieve con un tempo di ritorno di 30 anni incrementato, cautelativamente, considerando un franco di 50 cm. La coronella della pila 6 viene realizzata dalla quota di piano campagna, pari a 121.50 m.s.l.m.

L'utilizzo di pali secanti di lunghezza pari a 16 m, immorsati nel substrato roccioso per almeno 2.5 m, garantisce l'impermeabilità delle opere di sostegno provvisore permettendo di effettuare le operazioni di scavo senza venute d'acqua.

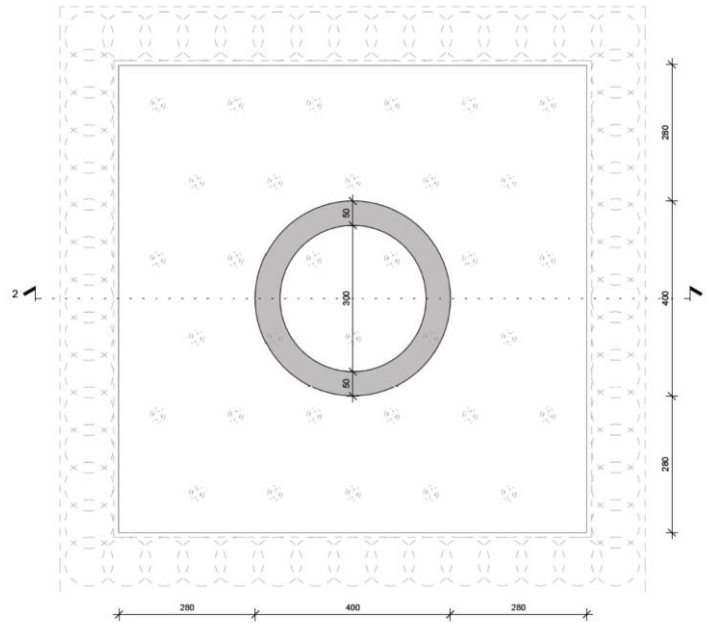
CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 9 di 141
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETREVA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

Considerate le elevate altezze di scavo da sostenere, con un massimo circa 9 m, si prevede di contrastare le coronelle in corrispondenza della trave di testa mediante l'utilizzo di puntoni tubolari metallici.

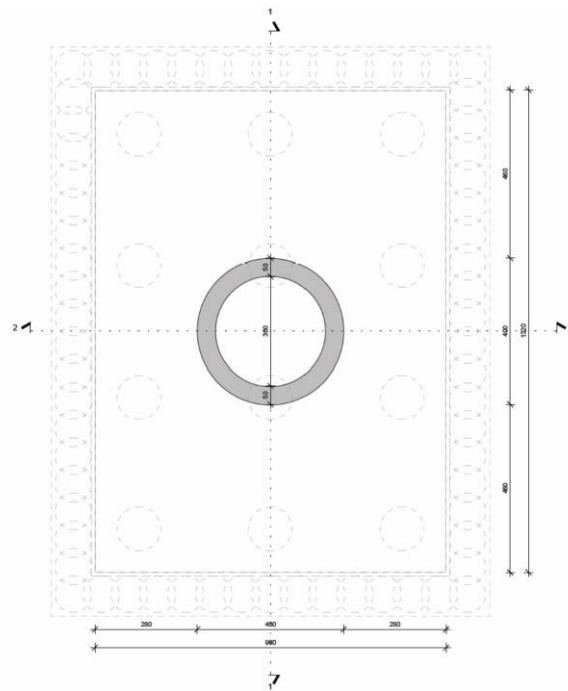


Tipologico Pila

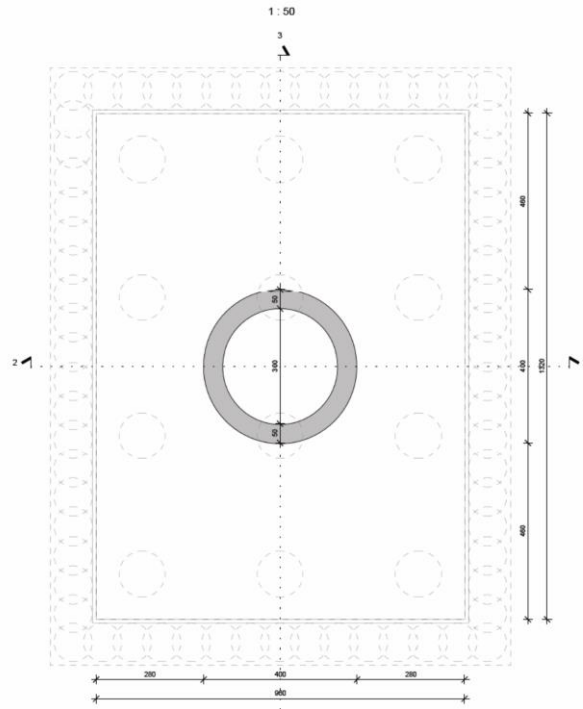
Nella seguente figura vengono proposte le sezioni trasversali delle pile (in cui vengono mostrate anche le fondazioni), in una parte di fusto in cui la pila è cava.



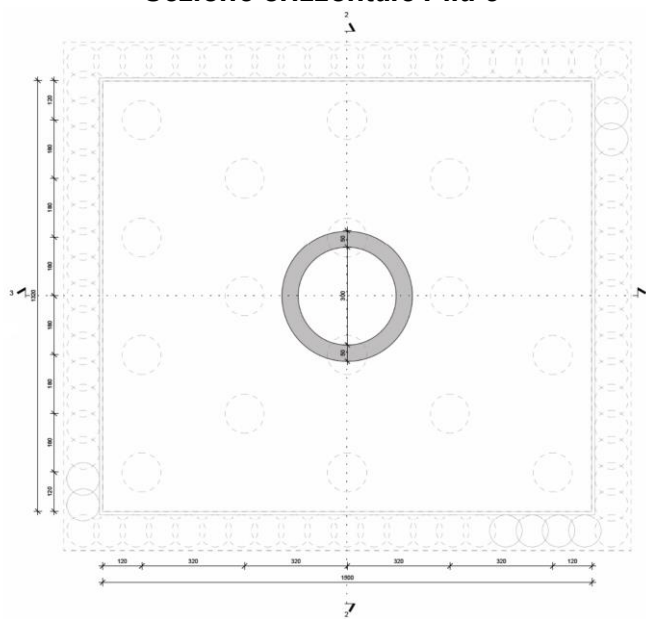
Sezione orizzontale Pila 1



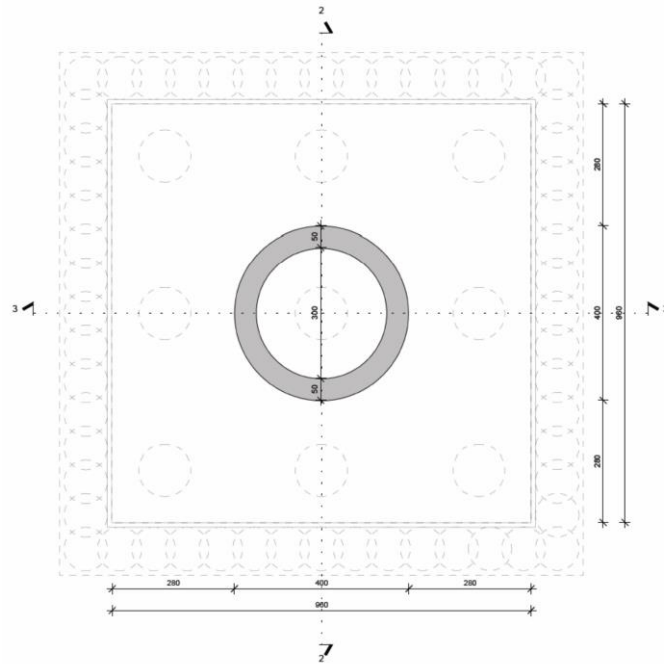
Sezione orizzontale Pila 2



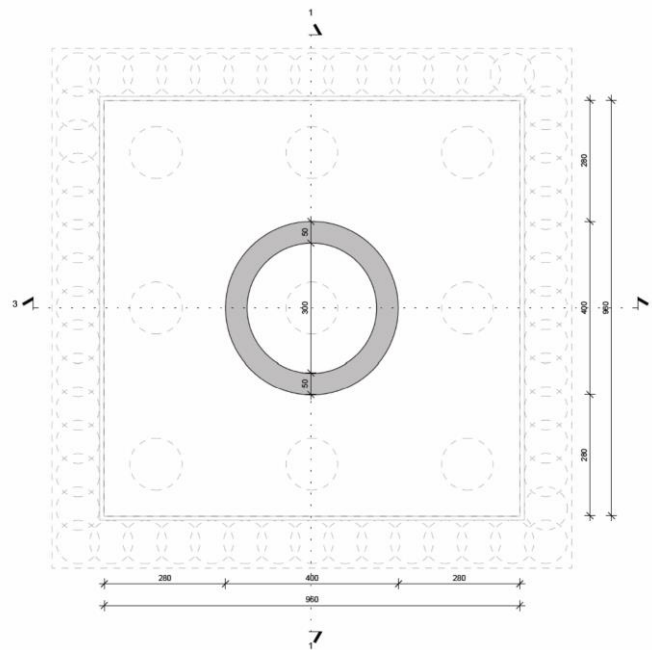
Sezione orizzontale Pila 3



Sezione orizzontale Pila 4



Sezione orizzontale Pila 5



Sezione orizzontale Pila 6

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 13 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

1.4 Spalle

Le spalle vengono realizzate interamente in opera in c.a. e presentano caratteristiche differenti tra monte (Spalla A) e valle (Spalla B). In particolare:

- La **Spalla A** è di tipo 'passante' e risulta essenzialmente composta da un cordolo con forma planimetrica a 'C' che assume la duplice funzione di pulvino (nella parte frontale) e di fondazione; la sezione trasversale si presenta di forma rettangolare e risulta di dimensioni costanti nella parte frontale (2.50x2.00 mt) e con lunghezza di base linearmente decrescente nei tratti di risvolto. Nella parte sommitale del cordolo frontale si innesta un muro di spessore costante pari a 30 cm con funzione di paraghiaia, sagomato in testa per permettere il posizionamento del giunto di dilatazione dell'impalcato; viene inoltre garantito uno spazio sufficiente tra il filo esterno del paraghiaia e la parte terminale dell'impalcato per poter permettere il passaggio del personale per ispezioni e/o manutenzione. Nella parte sommitale dei cordoli di risvolto si innestano dei muri di spessore costante pari a 30 cm con funzione di contenimento laterale del rilevato stradale; in testa sono ricavati dei marciapiedi di servizio in c.a. per dare continuità agli stessi elementi previsti sull'impalcato. Le fondazioni sono di tipo indiretto e costituite da n.50 micropali.
- La **Spalla B** è di tipo 'a tutta altezza' e risulta composta da un muro frontale di spessore costante a tratti (2.50 mt per la parte con funzione di pulvino, 30 cm per la parte con funzione di paraghiaia) e due muri laterali per il contenimento del rilevato stradale (innestati in parte nella platea di fondazione e in parte a sbalzo). La parte sommitale del paraghiaia viene sagomata per permettere il posizionamento del giunto di dilatazione dell'impalcato; viene inoltre garantito uno spazio sufficiente tra il filo esterno del paraghiaia e la parte terminale dell'impalcato per poter permettere il passaggio del personale per ispezioni e/o manutenzione. Nella parte sommitale dei muri di risvolto sono invece ricavati dei marciapiedi di servizio in c.a. per dare continuità agli stessi elementi previsti sull'impalcato.

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto e presentano le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

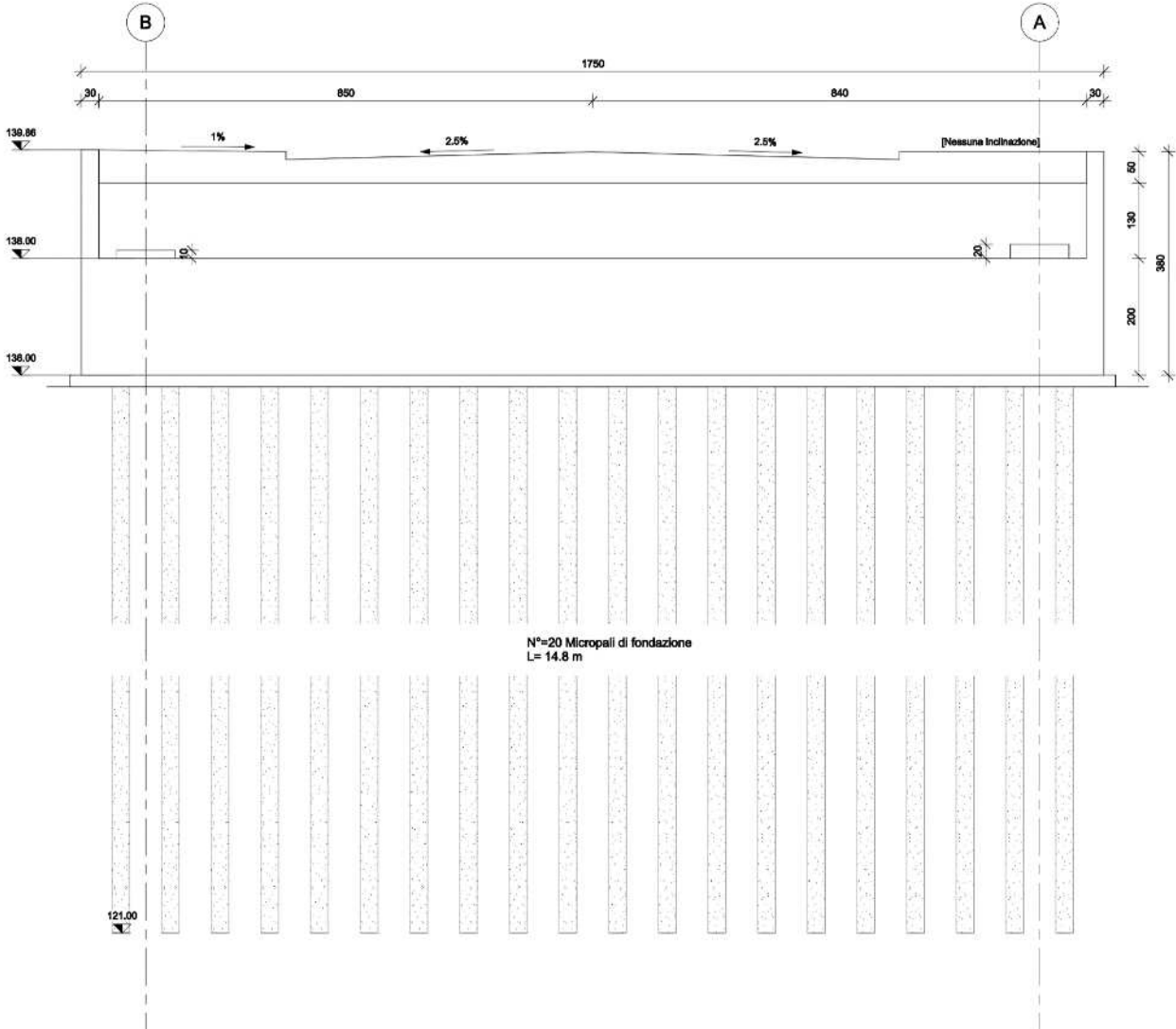
N° spalla	Tipologia dei pali di fondazione	Numero pali	Diametro [m]	Lunghezza [m]
1	Micropali	50	0.3	10
2	Pali trivellati	15	1.2	12

Relativamente alla geometria delle platee di fondazione delle spalle e alla disposizione dei pali in pianta si rimanda agli elaborati grafici di riferimento presenti in progetto.

Propedeuticamente alla realizzazione della spalla 2, allo scopo di raggiungere con lo scavo la quota di imposta delle fondazioni, è prevista l'esecuzione di opere di sostegno provvisore costituite da coronelle di pali secanti, aventi diametro ϕ 1000 mm e interasse 800 mm. La coronella della spalla 2 viene realizzata dalla quota 122.55 m.s.l.m.

Le altezze di scavo da sostenere risultano ridotte rispetto a quelle delle pile, pertanto, non sono previsti contrasti per mezzo di puntoni metallici.

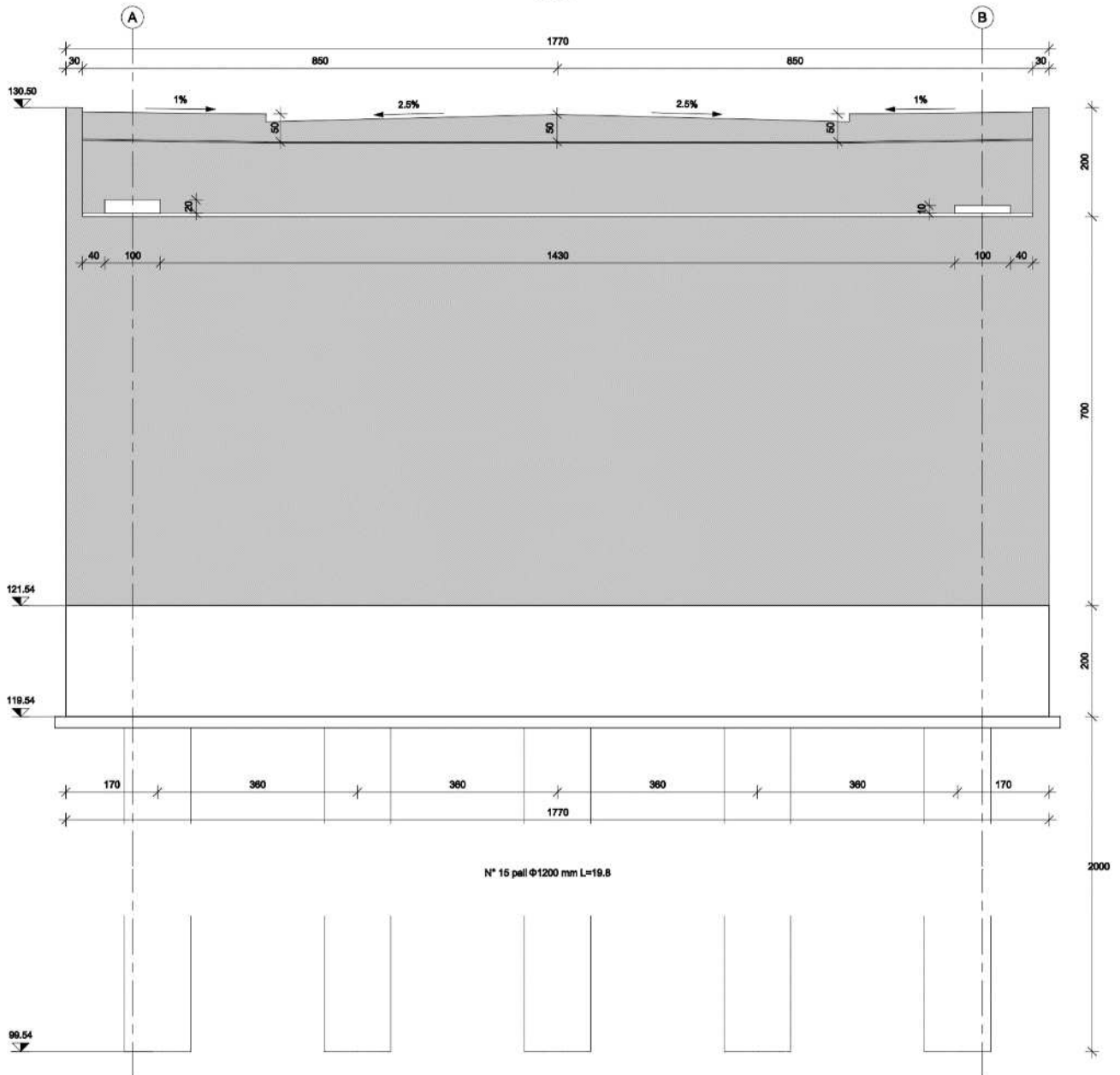
Nelle seguenti figure vengono riportate le sezioni trasversali delle spalle.



Sezione trasversale Spalla A

Sezione A-A

1 : 50



Sezione trasversale Spalla B

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 16 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo “agli Stati Limite” e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

2.1 Normativa emessa dallo stato italiano

- *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Decreto 17 gennaio 2018*
AGGIORNAMENTO DELLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI”
(nel seguito denominate NTC-2018)
- *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.*
ISTRUZIONE PER L'APPLICAZIONE DELL'AGGIORNAMENTO DELLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” DI CUI AL DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018

2.2 Normativa emessa da enti pubblici

- **UNI EN 206:2021** - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2016** - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.
- **UNI EN 1991-1-5:2004**
Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- **UNI EN 1992-1-1:2015**
Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-1:2014**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-5:2019**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- **UNI EN 1993-1-8:2005**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- **UNI EN 1993-1-9:2005**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica
- **UNI EN 1993-1-10:2005**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- **UNI EN 1993-2:2007**
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- **UNI EN 1994-2:2006**
Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-cls - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- **UNI EN 1998-1:2013**
Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- **UNI EN 1998-2:2011**
Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
- **CNR-DT 207/2008**
Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	17 di 141
			Data 10/2023	

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo descritti di seguito. Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

3.1 Programmi di calcolo numerico FEM

Il calcolo delle sollecitazioni è sviluppato utilizzando i seguenti programmi di calcolo:

- **CSI BRIDGE - Versione 21**
Prodotto da "Computers & Structures, Inc. (CSI)"
Licenza n. 2010-*1MB68WA7FTWJVPU concessa a Pro Iter S.r.l.
Programma ad elementi finiti per l'analisi integrata in 3D, la progettazione e la valutazione di ponti e viadotti.
- **SAP2000 - Versione 21**
Prodotto da "Computers & Structures, Inc. (CSI)"
Licenza n. 2010-*1MB68WA7FTWJVPU concessa a Pro Iter S.r.l.
Programma ad elementi finiti per l'analisi e la progettazione di strutture in generale.

Il programma permette l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Il software è caratterizzato da una potente interfaccia grafica di grande facilità d'uso e produttività, tramite la quale è possibile gestire la creazione del modello, l'esecuzione delle analisi e delle verifiche, l'ottimizzazione del progetto e la produzione degli output.

Il software possiede alcune sofisticate caratteristiche di base quali:

- Solutore veloce;
- Possibilità di definire carichi in termini di forze e spostamenti;
- Possibilità di definire elementi frame non prismatici, con geometrie integralmente definibili dall'utente mediante un apposito Section Designer;
- Possibilità di definire elementi di controvento in grado di lavorare unicamente in trazione;
- Possibilità di definire elementi shell molto accurati anche a più strati;
- Analisi modale di Eigen e di Ritz;
- Sistemi di coordinate multiple per geometrie inclinate;
- Svariate opzioni di vincolo interno ed esterno;
- Capacità di combinare insieme mesh definite separatamente;
- Molle 6x6 a rigidità completamente accoppiata;
- Capacità di combinare insieme o di involuppare all'interno di una singola esecuzione analisi dinamiche multiple.
- Possibilità di definire carichi mobili;
- Possibilità di definire elementi Link non lineari (Gap, Hook, isolatori, smorzatori, plastici multi-lineari);
- Possibilità di definire cerniere plastiche multi-lineari da utilizzare con gli elementi frame, funi, molle dipendenti dalla frequenza ed elementi shell multistrato non lineari.
- Possibilità di eseguire analisi statiche non lineari per geometria e materiali (Pushover);
- Possibilità di eseguire analisi time-history non lineari con sovrapposizione modale o integrazione diretta;
- Possibilità di eseguire analisi di instabilità (Buckling).

È possibile avere accesso a tutti i dati del programma, incluse le informazioni sul modello, i risultati dell'analisi e i risultati delle verifiche, attraverso un archivio a struttura tabulare. I dati tabulari possono essere rappresentati e editati direttamente per mezzo dell'interfaccia grafica oppure esportati a un archivio Microsoft Access o a un foglio di lavoro Microsoft Excel o anche ad un semplice file di testo. È possibile utilizzare i dati

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 18 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

così esportati per creare relazioni o per eseguire calcoli autonomi. Questi medesimi dati tabulari possono a loro volta essere creati autonomamente e quindi importati all'interno del programma, consentendo così all'utente di generare o modificare i propri modelli all'esterno del programma stesso. Esiste inoltre la possibilità di scambiare dati con svariati altri programmi molto diffusi per il disegno e per il calcolo.

Il metodo degli elementi finiti può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sottoregione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati, il software effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input (controllo di eventuali labilità del modello), calcola le rigidzze dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidzza globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni negli elementi strutturali. I carichi vengono applicati alla struttura mediante una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Load Case, che il software utilizza nell'analisi della struttura. Le sollecitazioni utilizzate dal programma nella verifica/progetto delle sezioni (Load Combinations) sono a loro volta delle combinazioni lineari dei Load Case. Tali combinazioni possono essere definite dall'utente, ovvero in modo automatico dal software in funzione della normativa selezionata.

3.1.1 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. Il nome SAP è sinonimo di soluzioni analitiche allo stato dell'arte fin dall'introduzione, oltre trent'anni fa, delle prime versioni SAP, SOLIDSAP e SAPIV, versioni a loro volta seguite dalle più recenti implementazioni per PC, SAP80 e SAP90. Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.

3.2 **Altri programmi di calcolo utilizzati**

Le verifiche delle sezioni in c.a. vengono eseguite con il seguente programma di calcolo commerciale:

- **STSVersL**
Licenza concessa a Pro Iter S.r.l.
Programma per le principali verifiche di resistenza di elementi in cemento armato.
- **Flac 3D 7.0**
Harpceas – Centro di Analisi Strutturale s.r.l.
Programma di calcolo per analisi tridimensionali alle differenze finite

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	19 di 141
			Data 10/2023	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Acciaio da carpenteria

4.1.1 Micropali

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4, si utilizza un acciaio da carpenteria conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 con marcatura CE.

Si utilizza un acciaio strutturale tipo **S355J2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0.000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Massa volumica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento ($40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$)	$f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura ($40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$)	$f_{tk} = 490 \text{ N/mm}^2$

4.2 Calcestruzzo

Per l'opera vengono indicate le classi di esposizione prendendo in considerazione gli aspetti legati alla corrosione indotta dalla carbonatazione e agli effetti dei cicli di gelo-disgelo. Si utilizzano i seguenti valori di copriferro:

- Elevazione (classe di esposizione XC4+XD1+XF2): copriferro netto minimo pari a 40 mm;
- Fondazione (classe di esposizione XC2): copriferro netto minimo pari a 40 mm.
- Pali di fondazione (classe di esposizione XC2): copriferro netto minimo pari a 70 mm.

4.2.1 Elevazioni spalla

Per le elevazioni si utilizza un cls di classe **C32/40**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} = 40.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = \frac{22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}}{1} = 33643 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
Stato Limite Ultimo	
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$
Stato Limite di Esercizio	
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	20 di 141
			Data 10/2023	

4.2.2 Fondazioni

Per la fondazione si utilizza un cls di classe **C30/37**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	37.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 30.71	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 38.71	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33019.43	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 2.94	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm}$	= 2.06	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 17.40	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.37	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$	= 18.426	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$	= 13.82	N/mm ²

4.2.3 Pali di fondazione

Si utilizza un cls di classe **C32/40**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 41.20	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = \frac{22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}}{.3}$	= 33643	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm}$	= 2.17	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.45	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$	= 19.92	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$	= 14.94	N/mm ²

4.2.4 Pali coronelle provvisorie

Si utilizza un cls di classe **C25/30**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	30.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 24.90	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 32.90	N/mm ²

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	21 di 141
			Data 10/2023	

Modulo elastico

$$E_c = \frac{22000 \times (f_{cm}/10)^0}{.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_C = 1.50 \text{ --}$$

Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85 \text{ --}$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara

$$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$$

Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck} = 11.20 \text{ N/mm}^2$$

4.2.5 Acciaio da cemento armato

Si utilizza acciaio per cemento armato tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)

$$f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)

$$f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_S = 1.15 \text{ --}$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Stato Limite di Esercizio

Tensione massima di trazione

$$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 22 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

5 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

5.1 Criteri di verifica per le sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato relative alla soletta in c.a. si effettuano le seguenti verifiche:

- 1) Stato Limite Ultimo per presso-flessione;
- 2) Stato Limite Ultimo per taglio;
- 3) Stato Limite di Esercizio per la limitazione delle tensioni;
- 4) Stato Limite di Fessurazione.

5.1.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo: presso-flessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con: $\epsilon_{c2} = 0,2\%$ - $\epsilon_{cu} = 0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

5.1.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio, calcolata con la seguente espressione:


$$V_{Rd,c} = \max\{[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\}$$

- Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento, calcolato con la seguente espressione:

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

- Valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse, calcolato con la seguente espressione:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	23 di 141
			Data 10/2023	

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.00$ (con d in mm);
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;
- A_{sl} = area dell'armatura tesa;
- b_w = larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ (negativa se di compressione);
- N_{Ed} = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c = area della sezione di calcestruzzo;
- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$;
- $k_1 = 0.15$;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $v = 0.5$ (per calcestruzzi fino a C70/85);
- $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$;
- A_{sw} = area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s = passo delle staffe;
- f_{ywd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo;
- $v_1 = v$ (coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio);
- α_{cw} = coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale variabile da 1.00 a 1.25 in funzione del rapporto σ_c/f_{cd} .

5.1.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare per entrambi i materiali, ma trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo. Per tenere conto della viscosità del calcestruzzo si considera un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15.

La verifica è soddisfatta se:

- Combinazioni Quasi Permanenti: $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$
- Combinazioni Caratteristiche (o Rare): $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$

5.1.4 Verifiche a Stato Limite di Fessurazione

L'apertura delle fessure è calcolata, con riferimento alla EN1992-1-1, attraverso la seguente espressione:

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

dove:

- $s_{r,max}$ = distanza massima tra le fessure;
- ϵ_{sm} = deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ϵ_{cm} = deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi può essere ottenuto come:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- α_e = equivale al rapporto E_s/E_{cm} ;

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	24 di 141
			Data 10/2023	

- $f_{ct,eff}$ = valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo, pari a 3.35 MPa;
- $\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}}$
- $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione. Per il calcolo di tale area, l'altezza efficace $h_{c,eff}$ è stata valutata secondo quanto riportato al punto 7.3.2 (3) della EN1992-1-1;
- A'_p = area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di $A_{c,eff}$ (pari a 0 nel caso in esame);
- ξ_1 = rapporto modificato della resistenza per aderenza che tiene conto dei diversi diametri dell'acciaio da precompressione e di quello ordinario (in questo caso pari a 1 essendoci solo armatura ordinaria);
- k_t = fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima finale tra le fessure può essere invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff}$$

dove:

- ϕ = diametro delle barre. Se in una sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda di adottare un diametro equivalente, ϕ_{eq} . Per una sezione con n_1 barre di diametro ϕ_1 e n_2 barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di adottare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2}$$

- c = ricoprimento dell'armatura;
- k_1 = coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente, pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 = coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni, vale 1.0 per trazione pura e 0.5 per flessione;
- k_3 = coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 3.4;
- k_4 = coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 0.425.

La verifica è soddisfatta se l'apertura delle fessure risulta essere:

- $w_k \leq 0.2$ mm (per combinazioni Quasi Permanenti)
- $w_k \leq 0.3$ mm (per combinazione Frequenti)

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

6.1 Caratterizzazione geotecnica

Le fondazioni del viadotto Sieve 2 attraverso le seguenti formazioni:

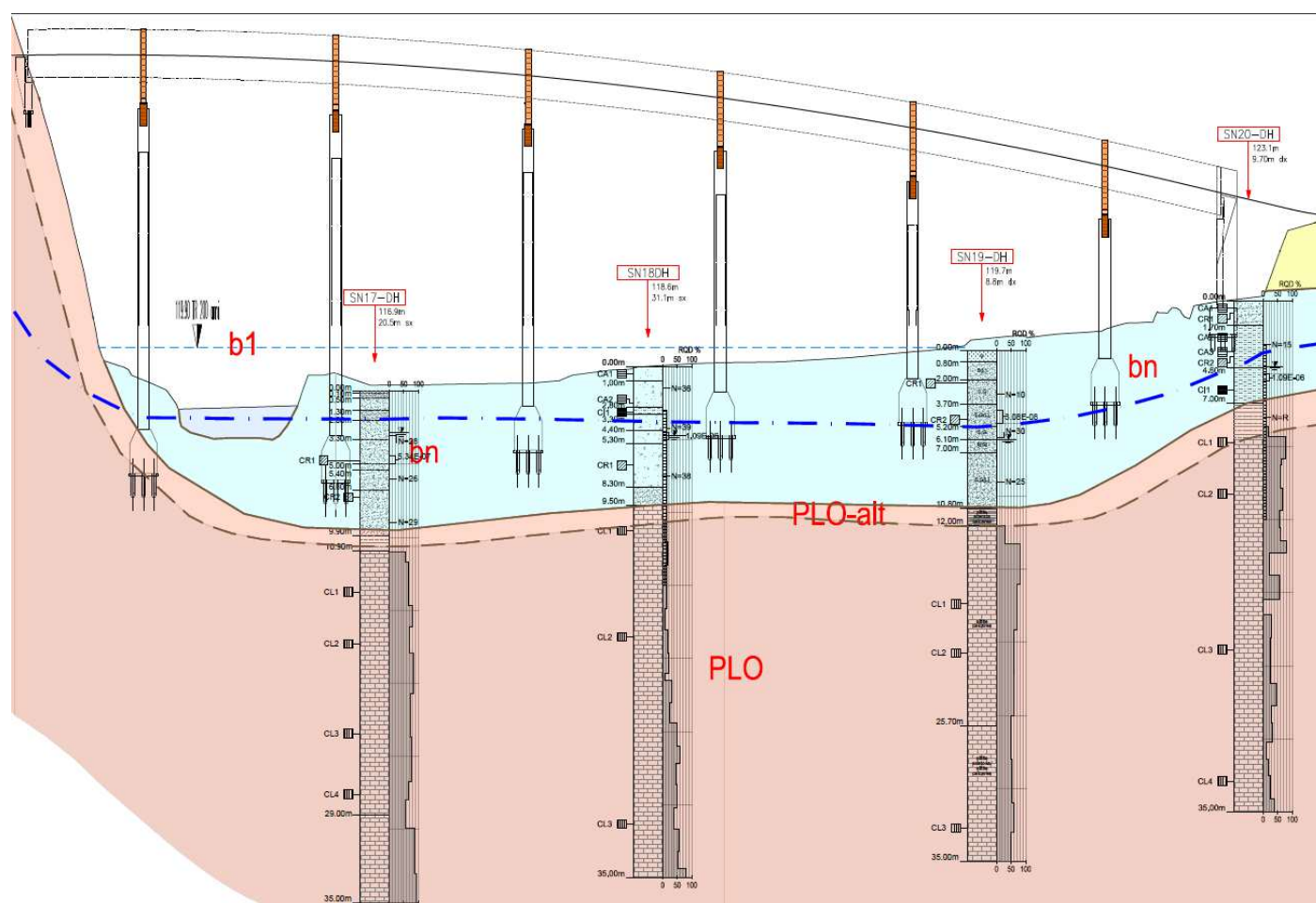
- depositi alluvionali terrazzati (bn);
- Siltiti di Poggiolo Salaiole alterate (PLO Alt);
- Siltiti di Poggiolo Salaiole (PLO).

Si riportano nella seguente tabella i valori dei parametri geotecnici adottati nel seguito.

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento alla Relazione geotecnica generale.

	γ_{DRY} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	Φ' [°]	E [MPa]
bn	18	21	5	35	10+2z*
PLO Alt	25	25	84	52	436
PLO	25	25	213	57	1301

z*= profondità in [m]



Stralcio profilo geotecnico Viadotto Sieve 2

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 26 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

6.2 Caratterizzazione sismica del Viadotto Sieve 2

Il Viadotto Sieve 2 è caratterizzato in parte dalla categoria di sottosuolo A e in parte dalla categoria di sottosuolo E.

Il valore di a_{max} per le aree in categoria tipo **A**, ovvero **tra la Spalla 1 e la Pila 1 comprese**, sottende categorie topografiche tipo T2 e T1, rispettivamente per Spalla 1 e Pila 1.

Nel primo caso, in presenza di una categoria topografica T2 ($S_T=1.06$), il valore di a_{max} risulta il seguente (**Spalla 1**):

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.083
SLD	101	0.103
SLV	949	0.237
SLC	1950	0.295

mentre nel secondo caso, in presenza di una categoria topografica T1 ($S_T=1.0$), il valore di a_{max} risulta il seguente (**Pila 1**):

Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.079
SLD	101	0.098
SLV	949	0.224
SLC	1950	0.280

Il valore di a_{max} per le aree in categoria tipo **E**, ovvero **tra la Pila 2 e la Spalla 2 comprese**, sottende categoria topografica T1 ($S_T=1$) e risulta il seguente:

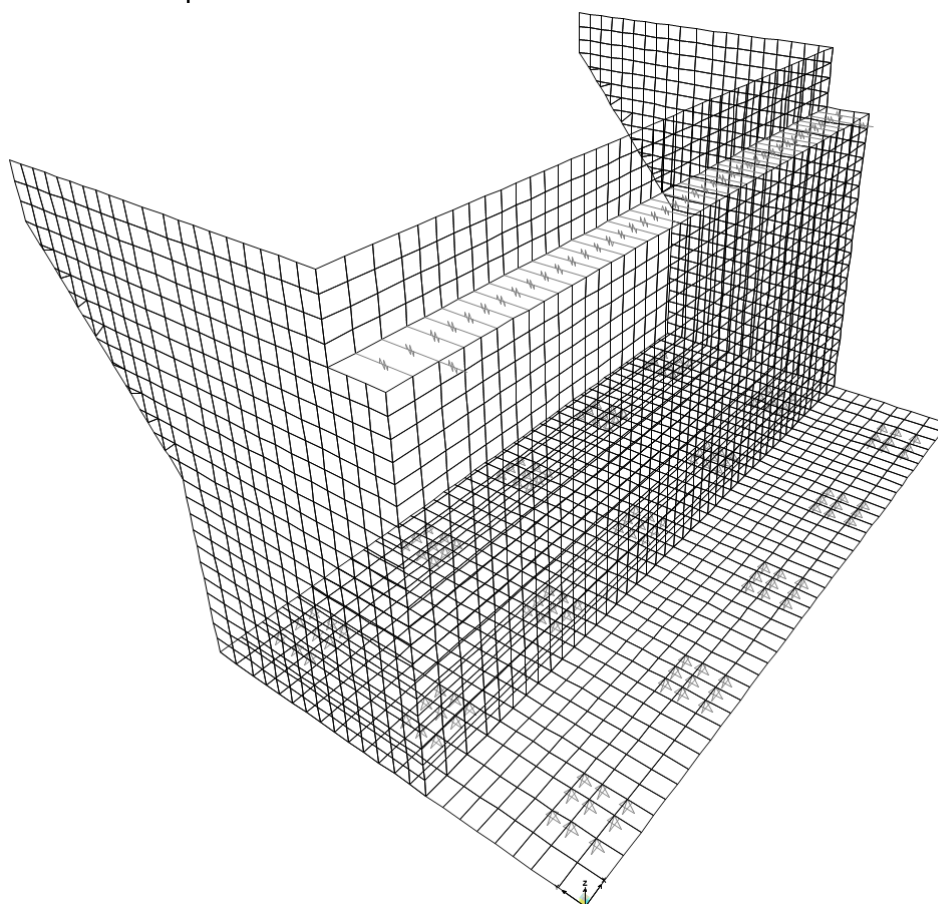
Stato Limite	T_R [anni]	a_{max} [g]
SLO	60	0.126
SLD	101	0.157
SLV	949	0.317
SLC	1950	0.352

7 MODELLO DI CALCOLO

Per il dimensionamento delle spalle in c.a. è stato realizzato dei modelli di calcolo “ad hoc”, riportato in documenti a parte (a cui si rimanda per tutti i dettagli). Si precisa che gli scarichi dell’impalcato utilizzati per tali modellazioni sono stati estrapolati dal modello di calcolo globale dell’impalcato.

7.1 Modello di calcolo locale della spalla

Il modello della spalla è stato realizzato con il programma di calcolo “SAP2000” con elementi bidimensionali tipo ‘Shell’ generalmente rettangolari di dimensioni variabili. I muri ed il paraghiaia sono stati differenziati in gruppi dipendentemente dalla posizione e dalla funzione strutturale come illustrato nella figura successiva.



Modello del pulvino- lastre esterne in vista

La geometria degli elementi della spalla è la seguente:

	Lunghezza (m)	Altezza (m)	Spessore (m)
Muro frontale	17.7	8.4	2.4
Paraghiaia	17.7	1.8	0.4

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	28 di 141
			Data 10/2023	

Muro andatore	6.9	8.4 ÷ 10.2	2.4 ÷ 1.4
Muro andatore sbalzo	4.0	4.2 ÷ 1.5	1.4 ÷ 0.5
Fondazione	17.7	9.4	2.0

Gli spessori considerati per il muro andatore sono quelli medi.

Le reazioni derivanti dagli scarichi sugli apparecchi d'appoggio sono state applicate su punti collegati al muro frontale attraverso link rigidi orizzontali. Per garantire la continuità tra il muro frontale ed il paraghiaia sono state collegate rigidamente la testa del muro frontale con la base del paraghiaia.

I vincoli a terra sono stati modellati impedendo la sola traslazione nelle 3 direzioni su un'impronta inscritta nella testa del palo per ogni singolo palo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	29 di 141
			Data 10/2023	

8 ANALISI DEI CARICHI

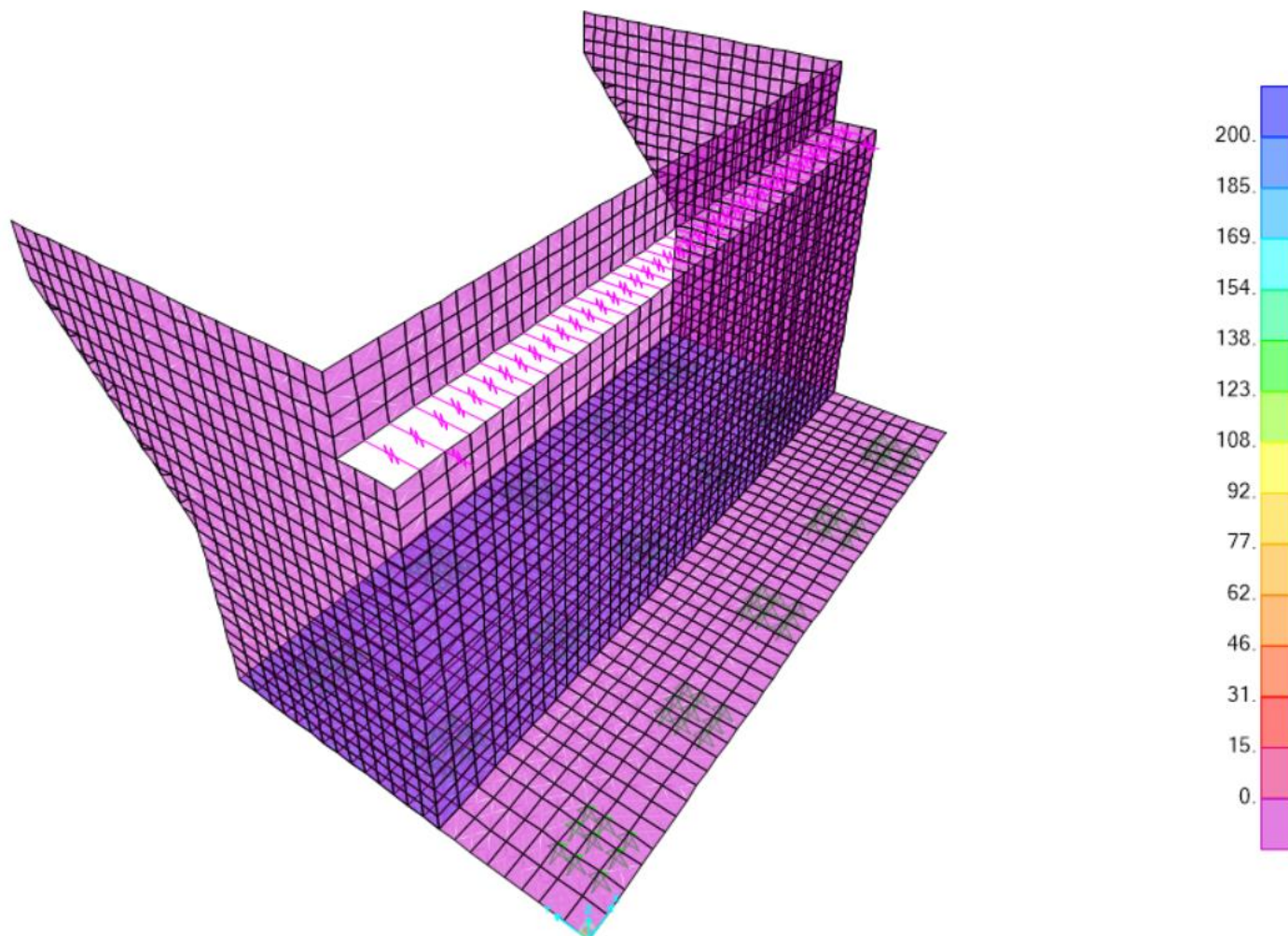
8.1 Carichi da impalcato

S.02	Tipo Appoggio	IMP-SLU_	IMP-RARA_	IMP-SLV_	IMP-SLV_0.3	IMP-FREQ_	IMP-Q.P._
		kN	kN	kN	kN	kN	kN
Y-	M1	-107	-79			-62	-44
	UL1	-122	-90			-67	-44
Y+	M1	107	79			62	44
	UL1	122	90			67	44
X	M1						
	UL1	-330	-226	-585		-93	-60
Z+	M1	-3550	-2620	-1846	-1154	-2076	-1474
	UL1	-4071	-2995	-1838	-1154	-2246	-1475
Z-	M1	0	0	-1700	-1008	0	0
	UL1	0	0	-1700	-1008	0	0

8.2 Pressione del terreno sulla fondazione interna

Peso caratteristico per unità di volume	$\gamma_{terr} =$	20	kN/m ³
Altezza paraghiaia	$H_{paraghiaia} =$	1.6	m
Altezza interna spalla	$H_{spalla} =$	10	m
Altezza ricoprimento esterno spalla	$H_{ricop. esterno} =$	8.4	m

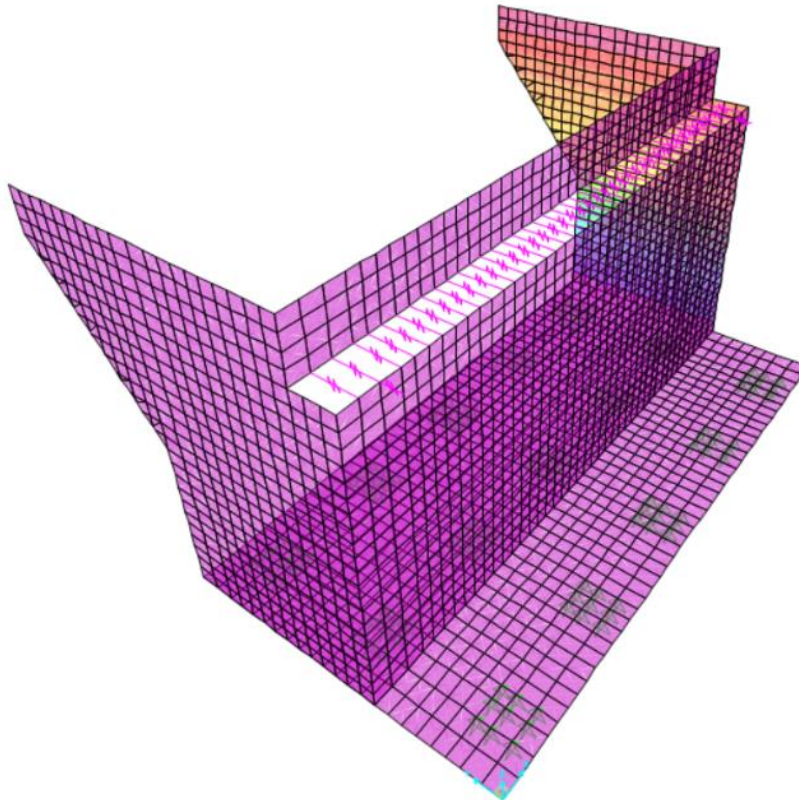
Pressione verticale terreno sulla fondazione interna $q_{z,terr. int} =$ **200** kN/m²



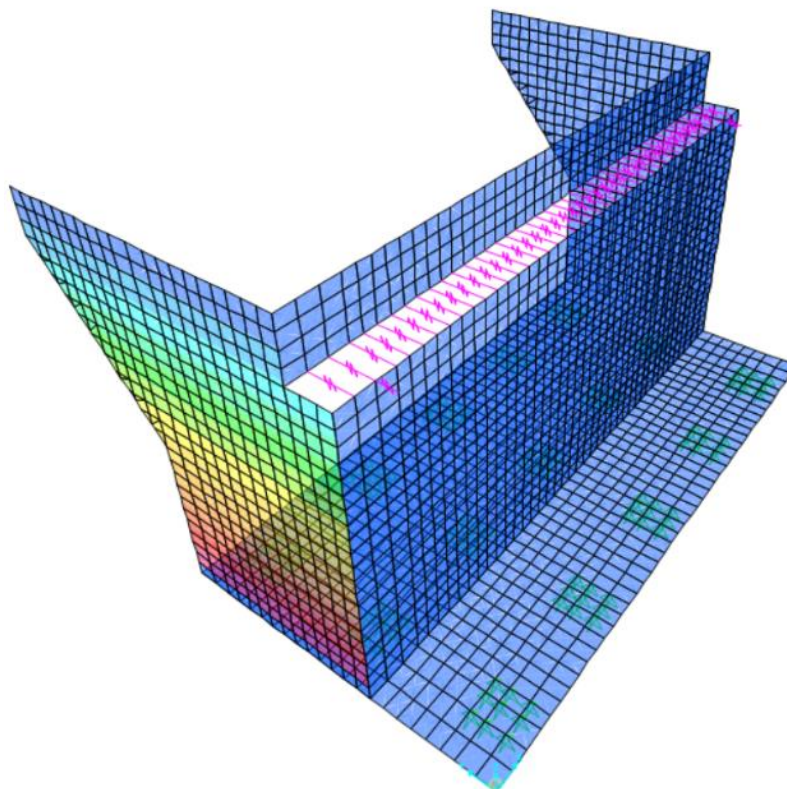
PP_TERR

8.3 Pressione orizzontale terreno

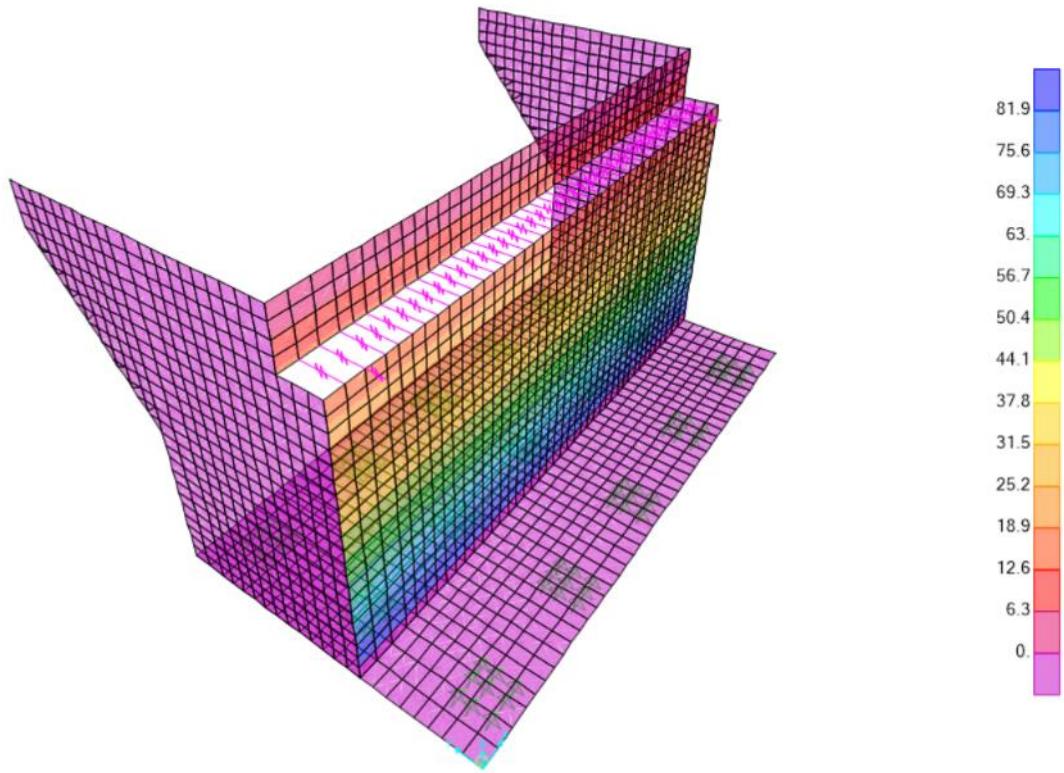
Peso caratteristico per unità di volume	$\gamma_k =$	20	kN/m^3
Peso di progetto per unità di volume	$\gamma_d =$	20	kN/m^3
Angolo d'attrito caratteristico	$\varphi_k =$	35	°
Angolo d'attrito di progetto	$\varphi_d =$	35	°
Coefficiente spinta a riposo	$K_0 =$	0.426	-
Altezza interna spalla	$H_{\text{spalla}} =$	9.6	m
Pressione orizzontale terreno	$S_{\text{orizz,terr}} =$	81.87	kN/m^2



SP_TERR_X-dx

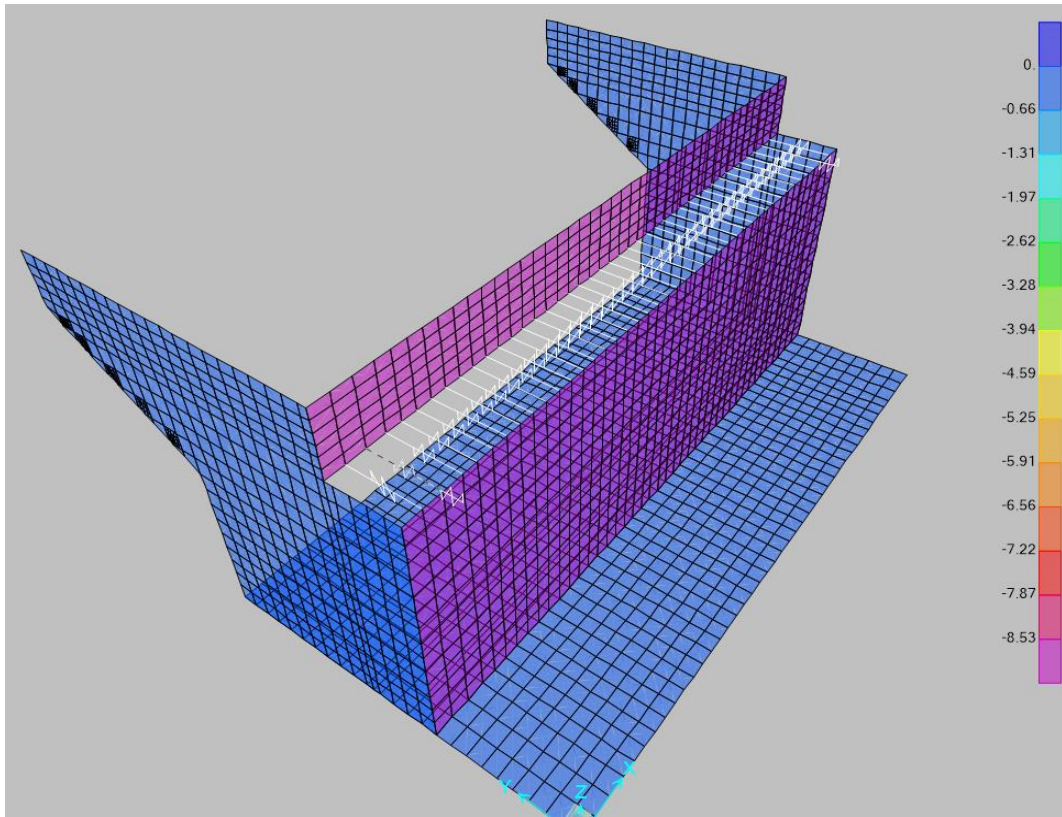


SP_TERR_X-dx

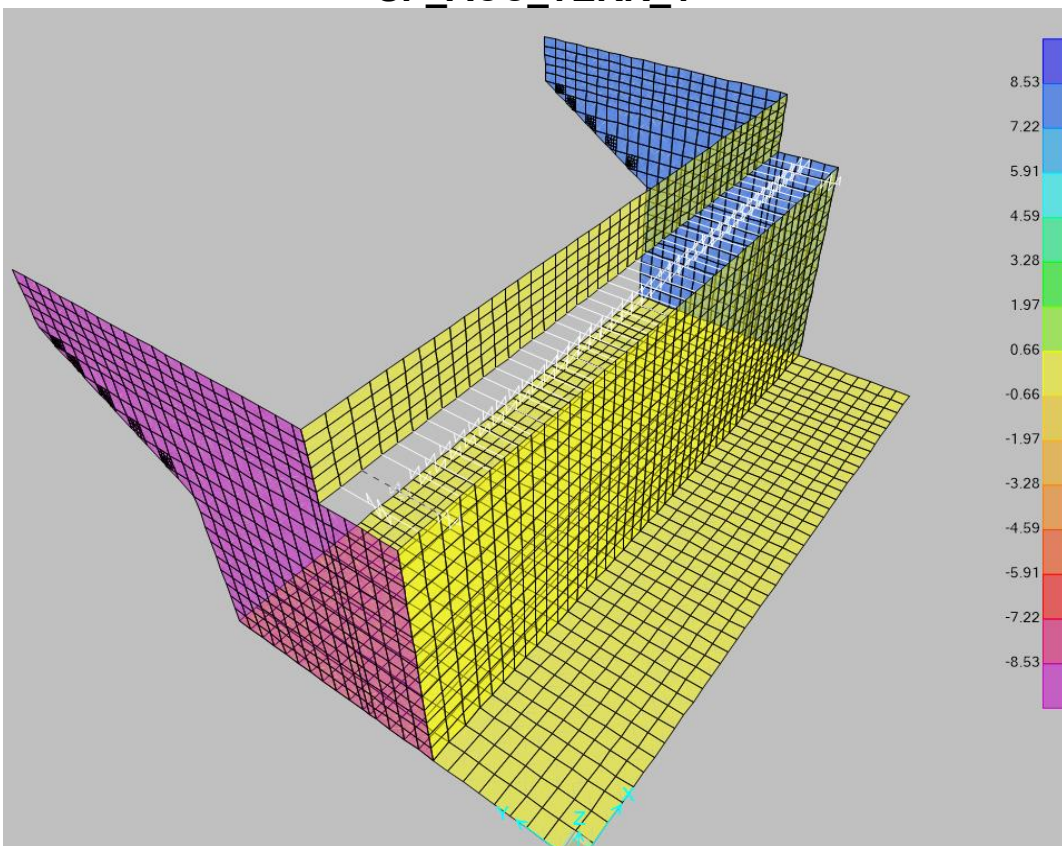


SP_TERR_Y

Carico accidentale verticale mezzi spalla interna	$Q_{acc,terr} =$	20.00	kN/m ²
Peso di progetto per unità di volume	$\gamma_d =$	20	kN/m ³
Angolo d'attrito di progetto	$\varphi_d =$	35	°
Coefficiente spinta a riposo	$K_0 =$	0.426	-
Pressione orizzontale terreno	$S_{orizz,Acc} =$	8.52847	kN/m²



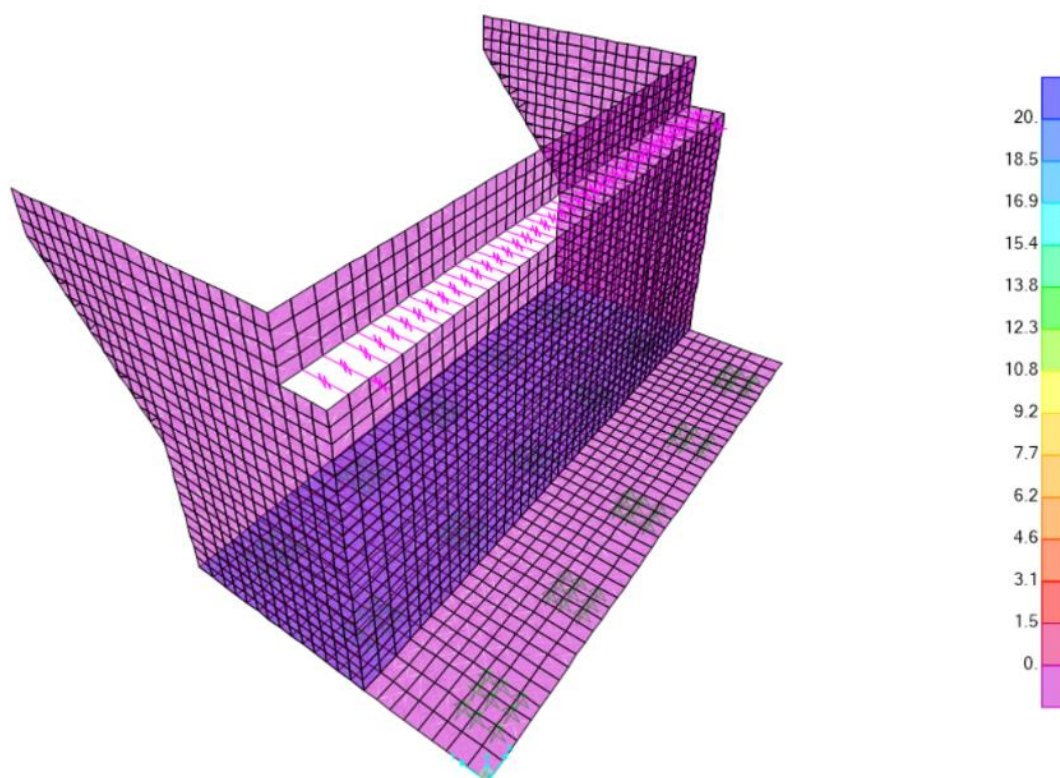
SP_ACC_TERR_Y



SP_ACC_TERR_X

8.4 Carico accidentale verticale spalla interna

Carico accidentale verticale mezzi spalla interna $Q_{acc,terr} = 20.00 \text{ kN/m}^2$



ACC_TERR

8.5 Sovrappinta sismica e Pseudostatica

Gli effetti del sisma dovuti al peso proprio della struttura sono inseriti nell'analisi come moltiplicatori della gravità, di intensità pari a:

- Sisma orizzontale: $K_{H-SLV} = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 1.00 \cdot 1.00 \cdot (0.224 \cdot g/g) = 0.224$
- Sisma verticale: $K_{V-SLV} = K_{H-SLV}/2 = 0.224/2 = 0.112$

L'incremento di spinta del terreno dovuto all'azione sismica è stato calcolato attraverso la trattazione di Wood valida per pareti che accettano piccoli spostamenti e come una sollecitazione uniformemente distribuita:

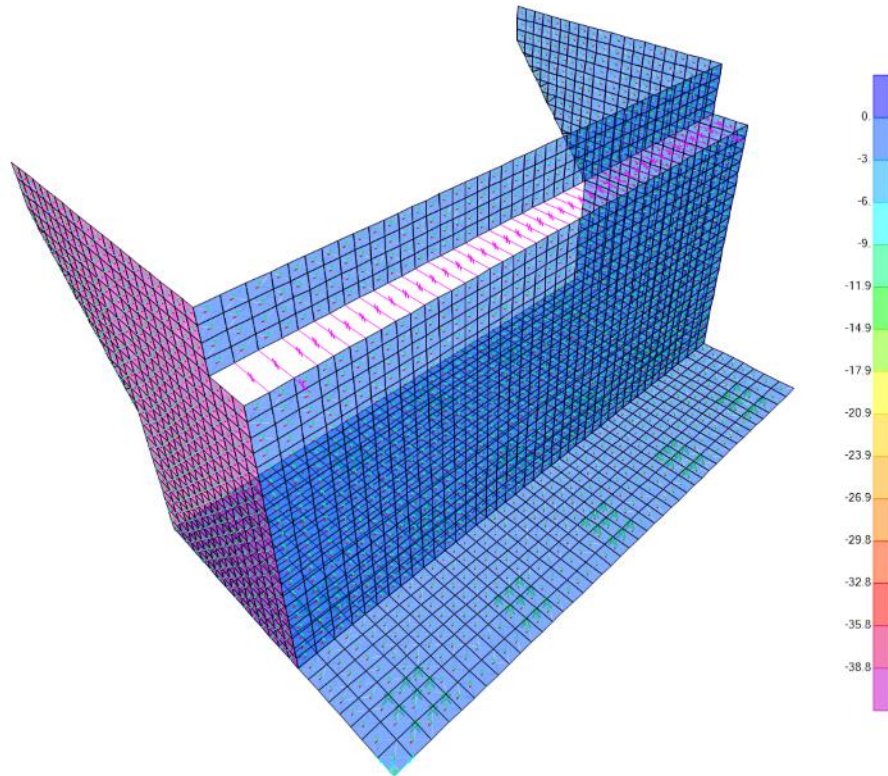
$$\Delta S_{SLV} = K_{H-SLV} \cdot \gamma \cdot H \text{ [kN/mq]}$$

SOVRASPINTA TERRENO		
γ_{sat}	20.0	kN/m ³
ag_{vert}	0.224	g
ag_{oriz}	0.136	g
S	1.0	-

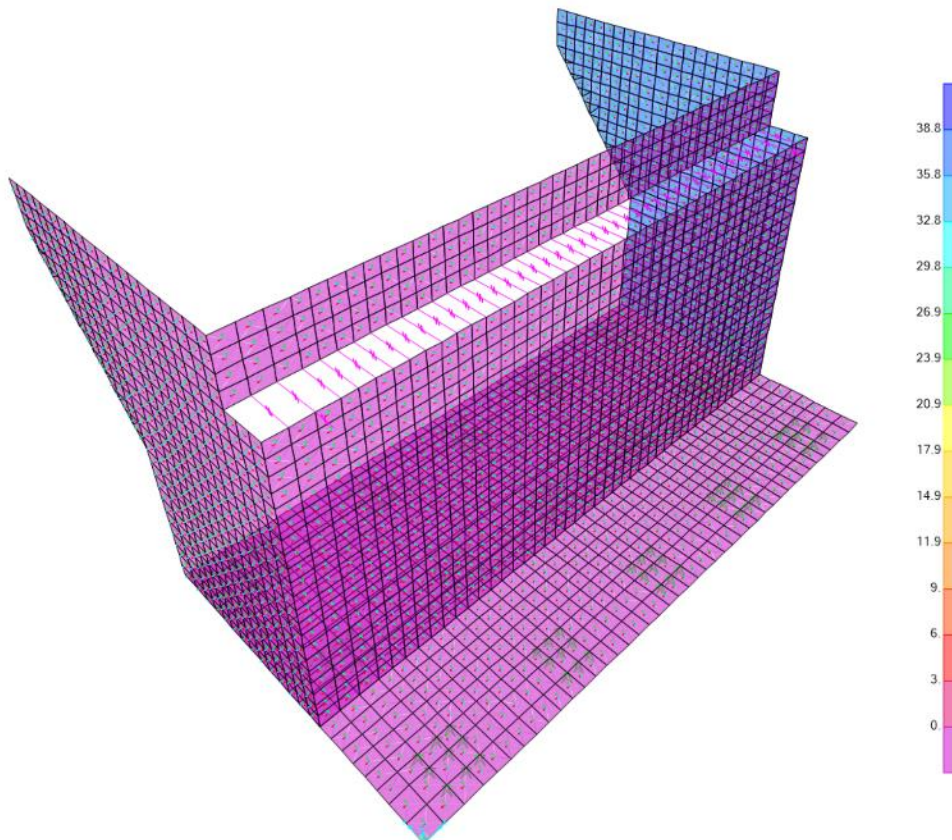
CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	35 di 141
			Data 10/2023	

B_TERR=	12.9	m
H_TERR=	10.0	m
L_TERR=	5.9	m
H fond=	2.0	m
B fond=	17.7	m
L fond=	4.4	m
Sup_{muri lat}=	69.3	m ²
$\Delta E_{G2} = a_g \cdot \gamma_{sat} \cdot H \cdot B \cdot L$		
$\Delta E_{G2 \text{ elev}}=$	17,884.56	kN
$\Delta E_{G2 \text{ fond,y}}=$	708.00	kN
$\Delta E_{G2 \text{ fond,x}}=$	176.00	kN

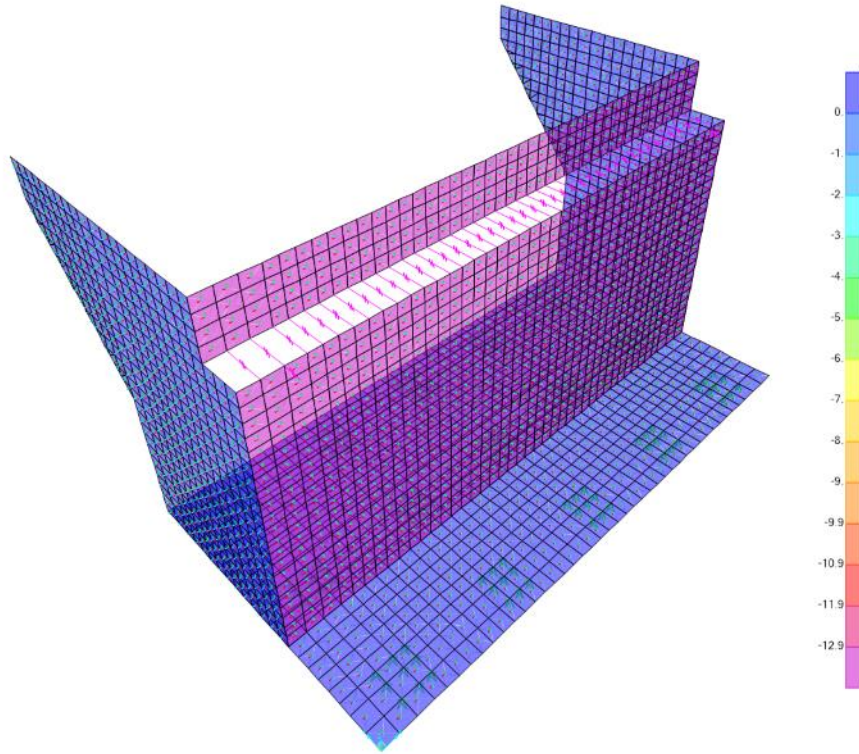
Casi di carico [-]	Peso	Accelerazione		Distribuzione
	Elementi [-]	Direzione [-]	Valore [1/g]	Tot [kN/m ²]
TERR_SLV_X+	Pseudostatica terr	x+	0.224	38.79
TERR_SLV_X-	Pseudostatica terr	x-	0.224	-38.79
TERR_SLV_Y	Pseudostatica terr	y	0.224	-12.93
TERR_SLV_Z	Pseudostatica terr	z	0.136	-10.96
SP-SLV_Y	Sovrappinta sismica su elevazione	y	.0.224	-44.8



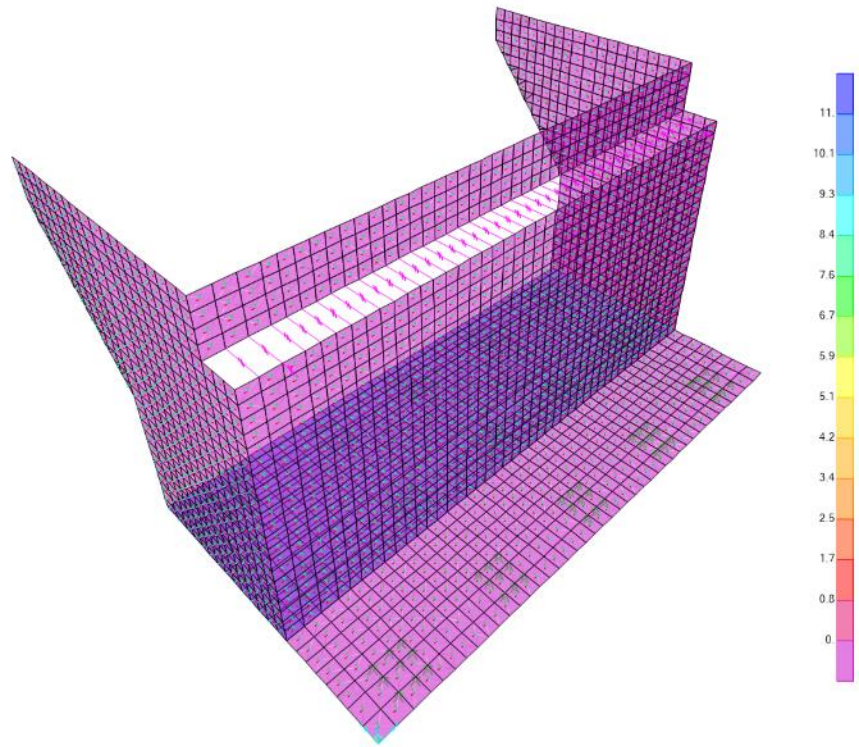
TERR_SLV_X-



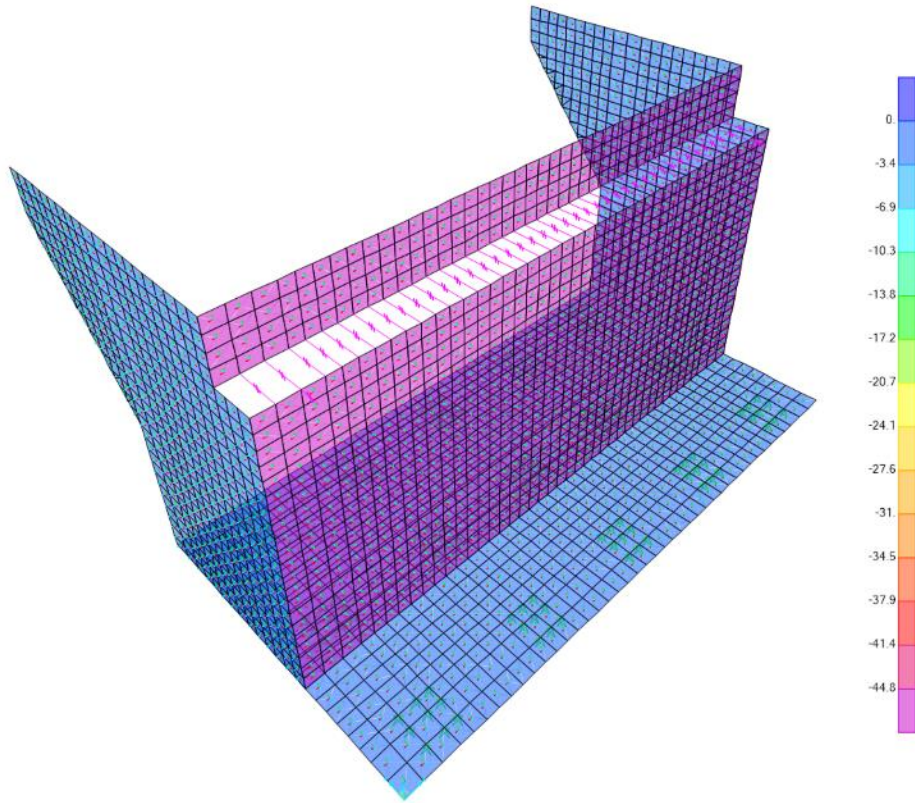
TERR_SLV_X+



TERR_SLV_Y



TERR_SLV_Z



SP-SLV_Y

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 39 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto al par. 2.5.3 delle NTC18.

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione sismica (SLV):

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale (ECC):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Caratteristica (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{12} \cdot Q_{K2} + \psi_{13} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Dove il significato dei simboli utilizzati nelle precedenti relazioni è:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P valore caratteristico dell'azione di pretensione o precompressione;
- Q_{K1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$ valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pretensione o precompressione;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ coefficienti di combinazione per i vari Stati Limite.

I coefficienti di combinazione sono quelli previsti al punto 5.1.3.13 delle NTC18.

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

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 40 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ZITAZIA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

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)
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

9.1 Stati Limite Ultimi

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** = Stato Limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** = Stato Limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** = Stato Limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si sono utilizzati i coefficienti di sicurezza della colonna A1 riportati nella Tabella 5.1.V delle NTC18.

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

9.2 Stati Limite di Esercizio

In particolare, per le strutture in calcestruzzo armato, il paragrafo 4.1.2.2 delle NTC18 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

Mentre per le strutture in acciaio, il paragrafo 4.2.4.2 delle NTC18 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità (spostamenti verticali e spostamenti laterali);
- verifiche locali su membrature (deformazioni delle anime, plasticizzazioni locali);
- verifiche di scorrimento dei collegamenti ad attrito.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. MANDANTI EFREVA sinergo D_VA DivisionArchitecture														REV. A	FOGLIO 43 di 141
			Data 10/2023													

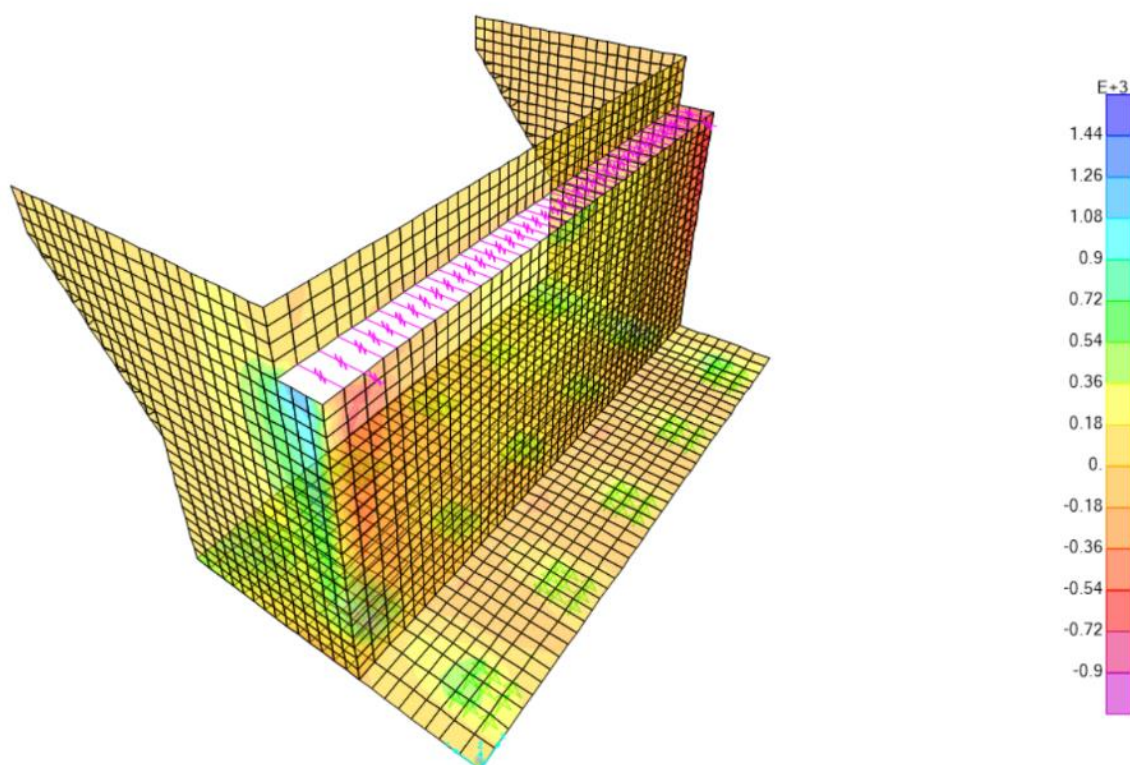
Q.P_01	1	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_02	1	1	0.7	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_03	1	1	0.7	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_04	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_05	1	1	1	0.7	0.7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_06	1	1	0.7	1	0.7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_07	1	1	0.7	0.7	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_08	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
Q.P_09	1	1	1	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
Q.P_10	1	1	0.7	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
Q.P_11	1	1	0.7	0.7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-1	1	0	0	0	0	0
Q.P_12	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
Q.P_13	1	1	1	0.7	0.7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0
Q.P_14	1	1	0.7	1	0.7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
Q.P_15	1	1	0.7	0.7	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-1	1	0	0	0	0	0
Q.P_16	1	1	1	0.7	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0
SLV_01	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	1	0	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	1	0	0
SLV_02	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	1	0	-0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	-0.3	0	1	0
SLV_03	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0.3	0	0.3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0.3	1	0	0
SLV_04	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0.3	-0.3	1	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	-0.3	0	1	0	0
SLV_05	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	0	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	1	0	0	0	0
SLV_06	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0.3	0	-0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	-0.3	0	0	0	1

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 44 di 141
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

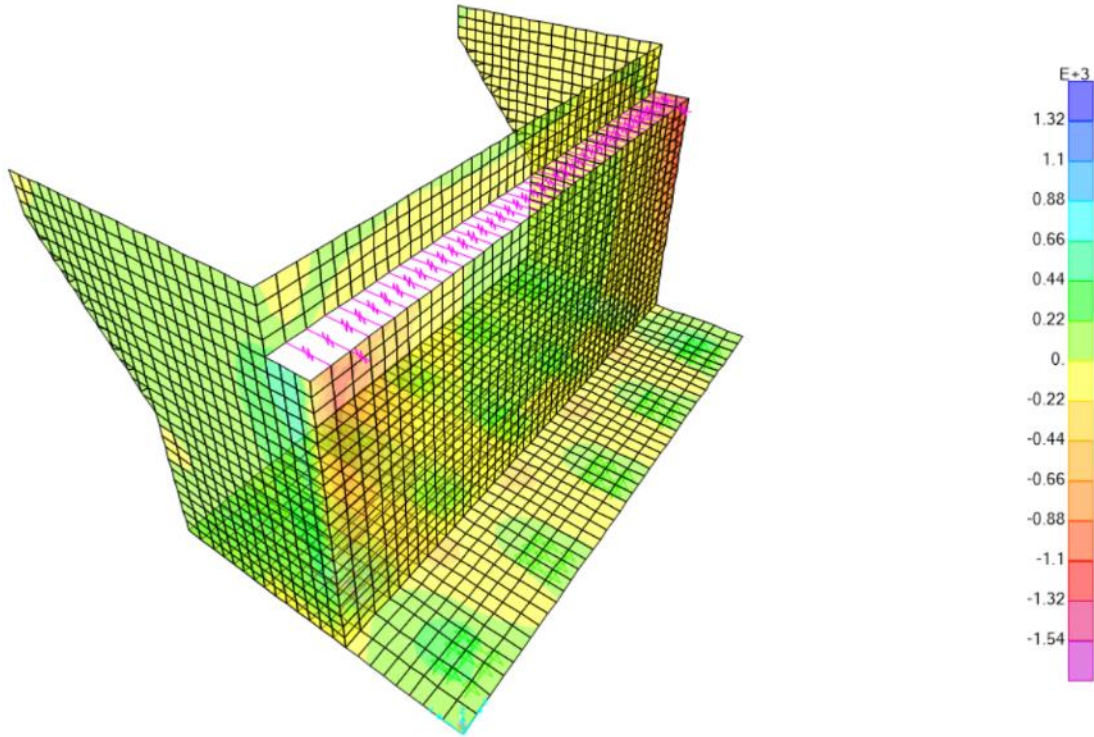
10 VERIFICHE SPALLA

In questo capitolo sono riportati i risultati delle verifiche di stato limite ultimo e di stato limite di esercizio effettuate sui muri componenti la spalla, utilizzando le sollecitazioni provenienti dalla modellazione. Le sollecitazioni utilizzate per le verifiche sono la media dei valori massimi lungo un metro dell'elemento.

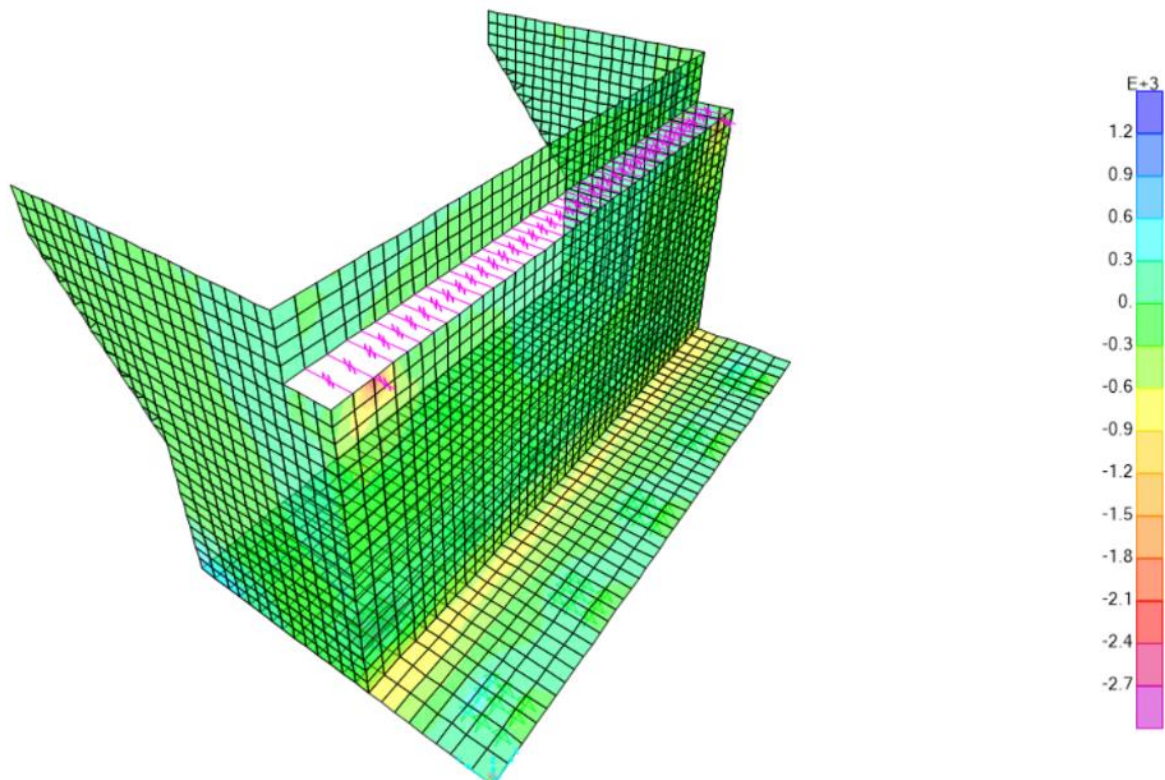
Si riportano di seguito le termografie dell'intera spalla negli involuipi massimi e minimi nelle combinazioni SLU, SLV, RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE:



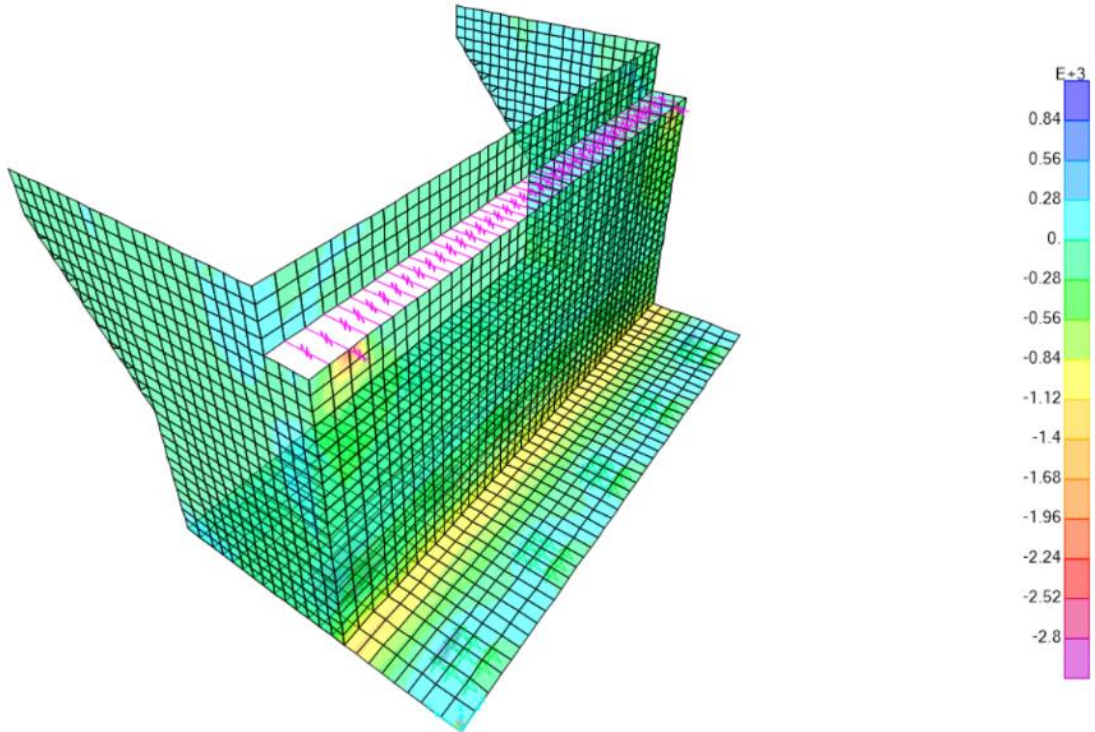
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLU – M11



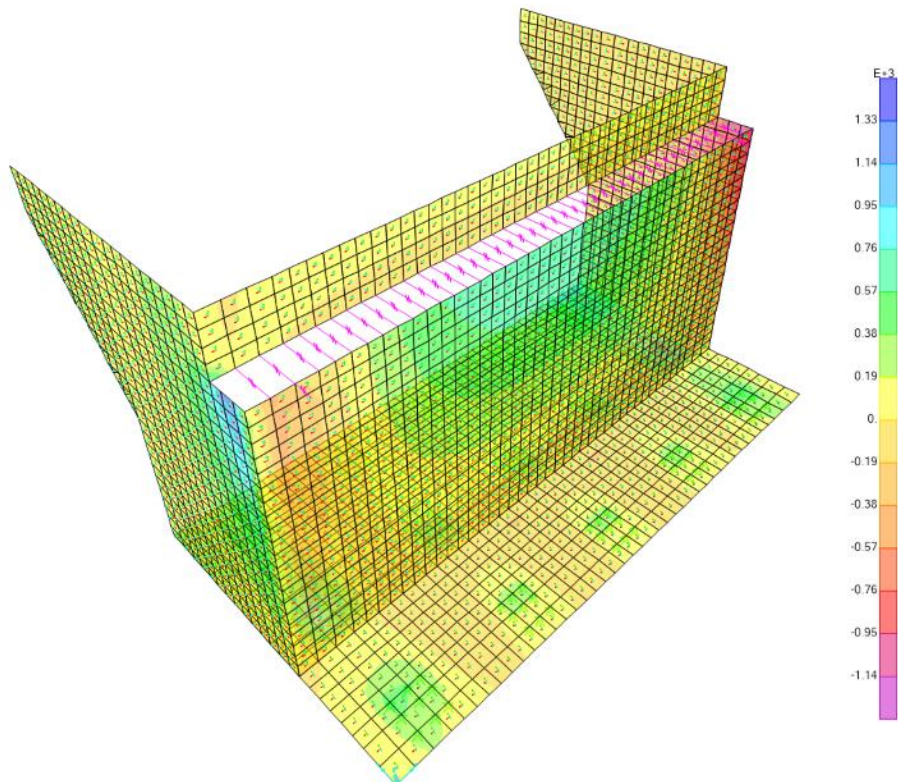
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLU – M11



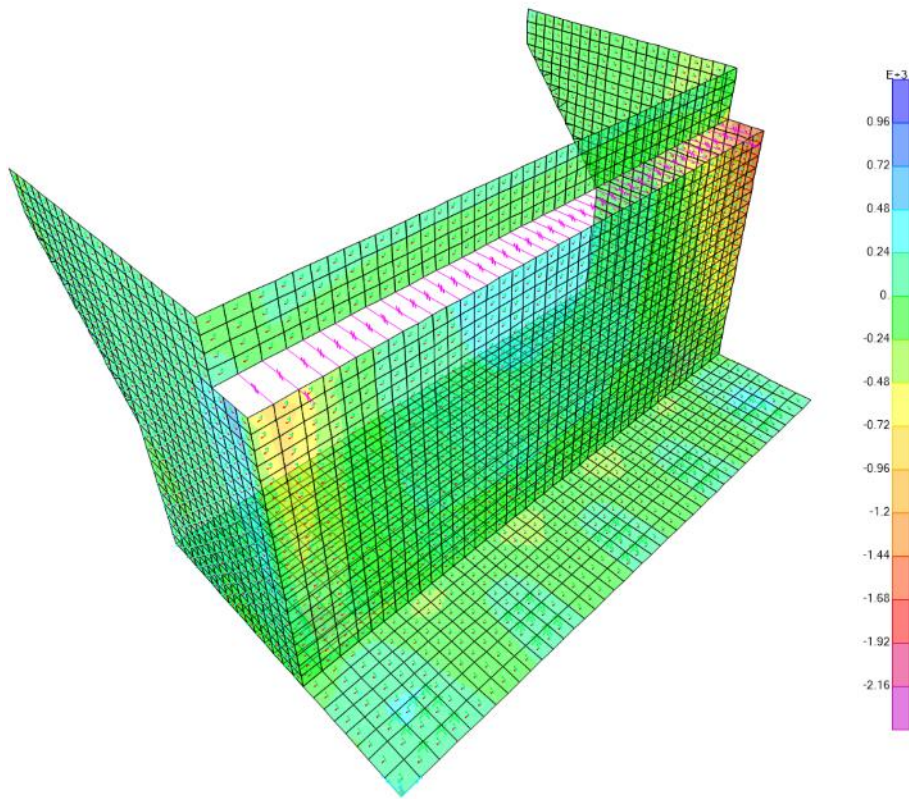
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLU – M22



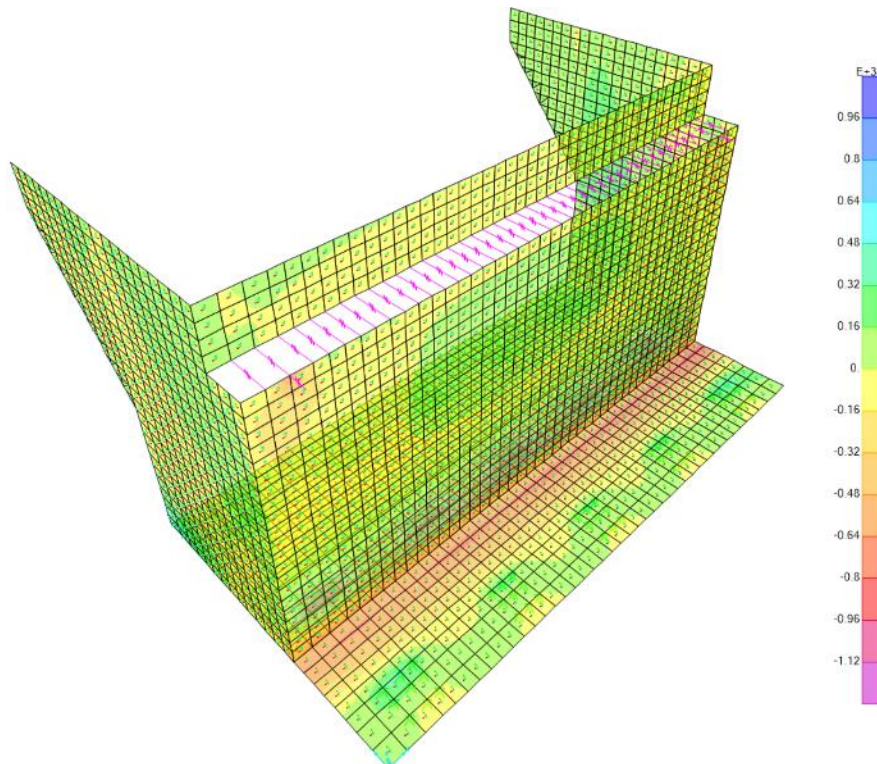
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLU – M22



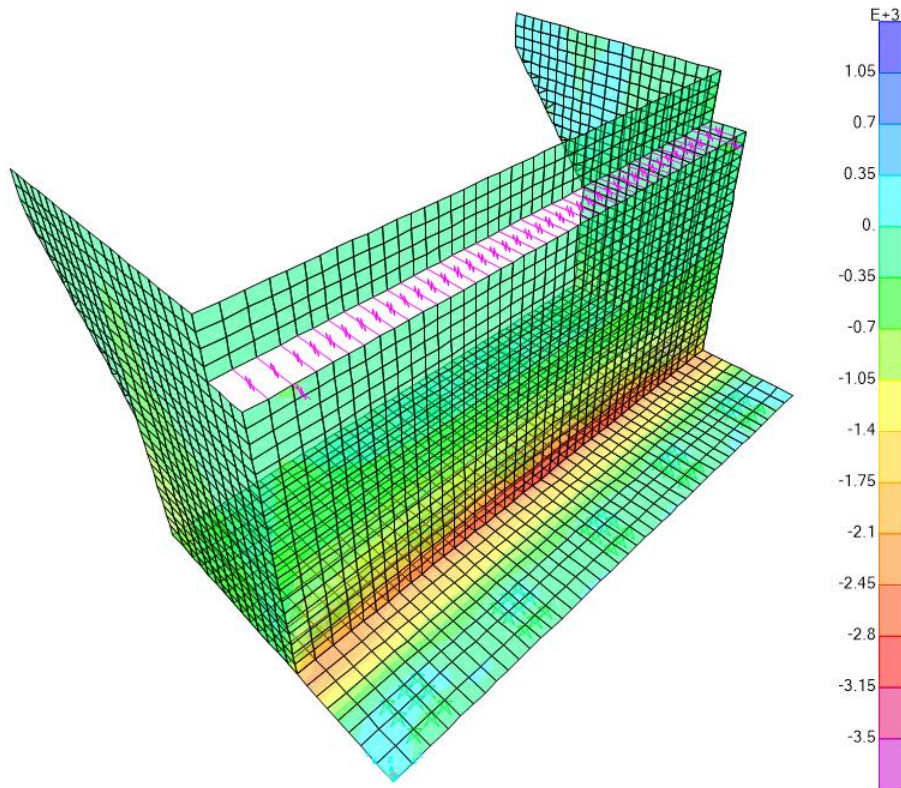
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLV – M11



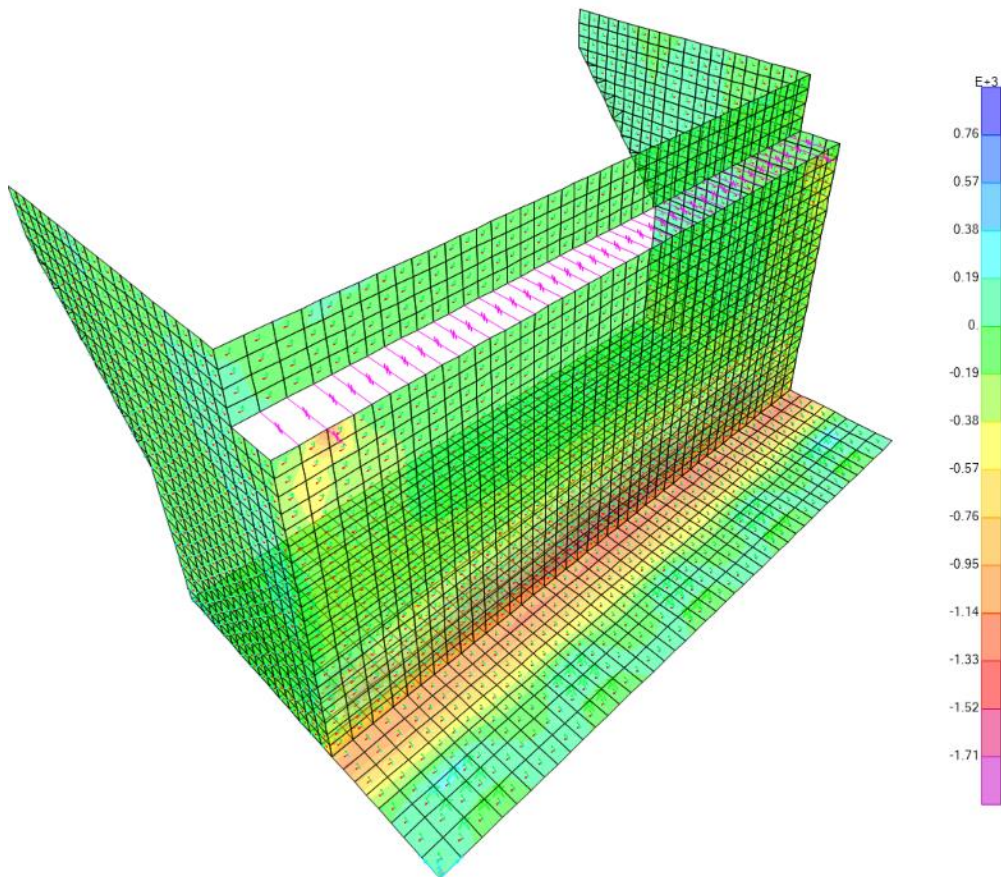
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLV – M11



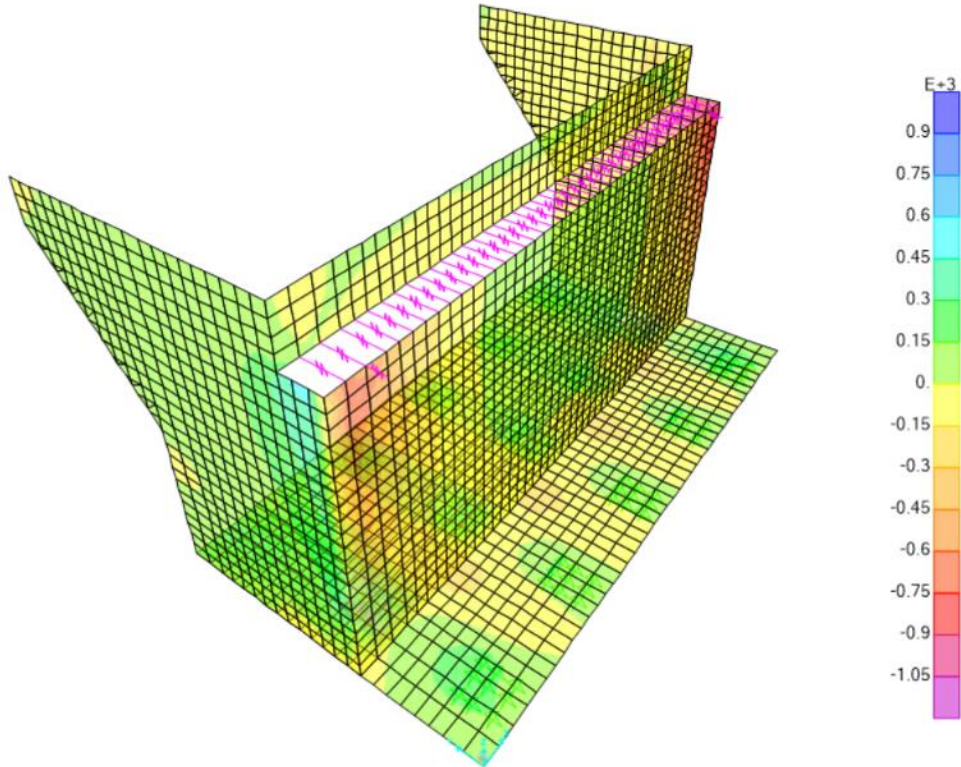
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLV – M22



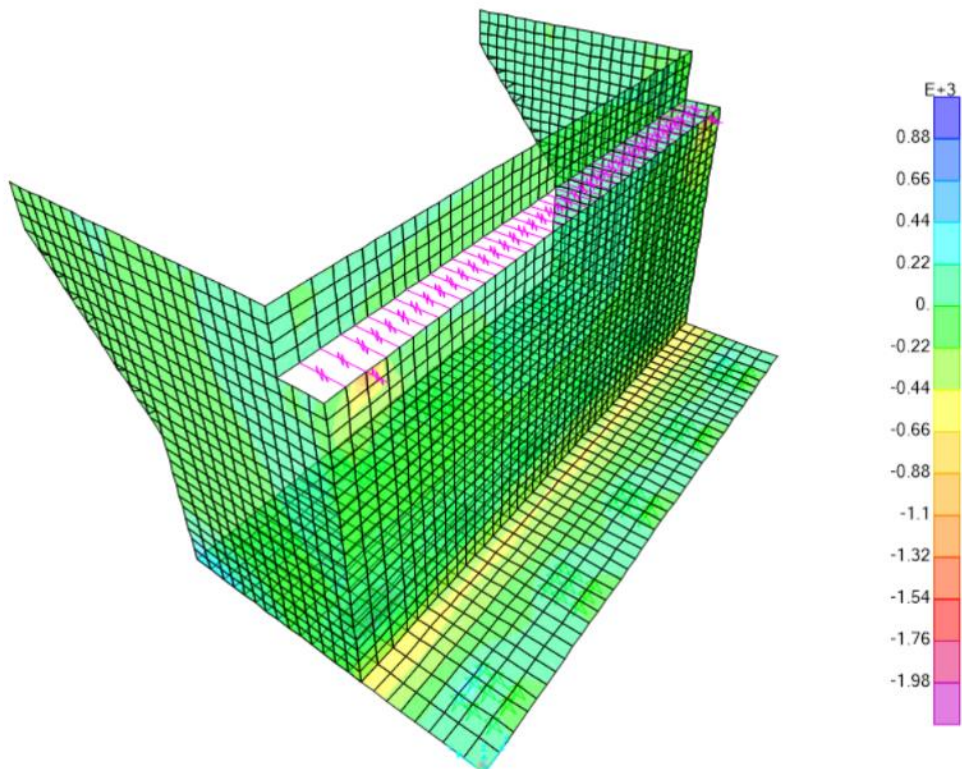
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE SLV – M22



INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLE RARA – M11

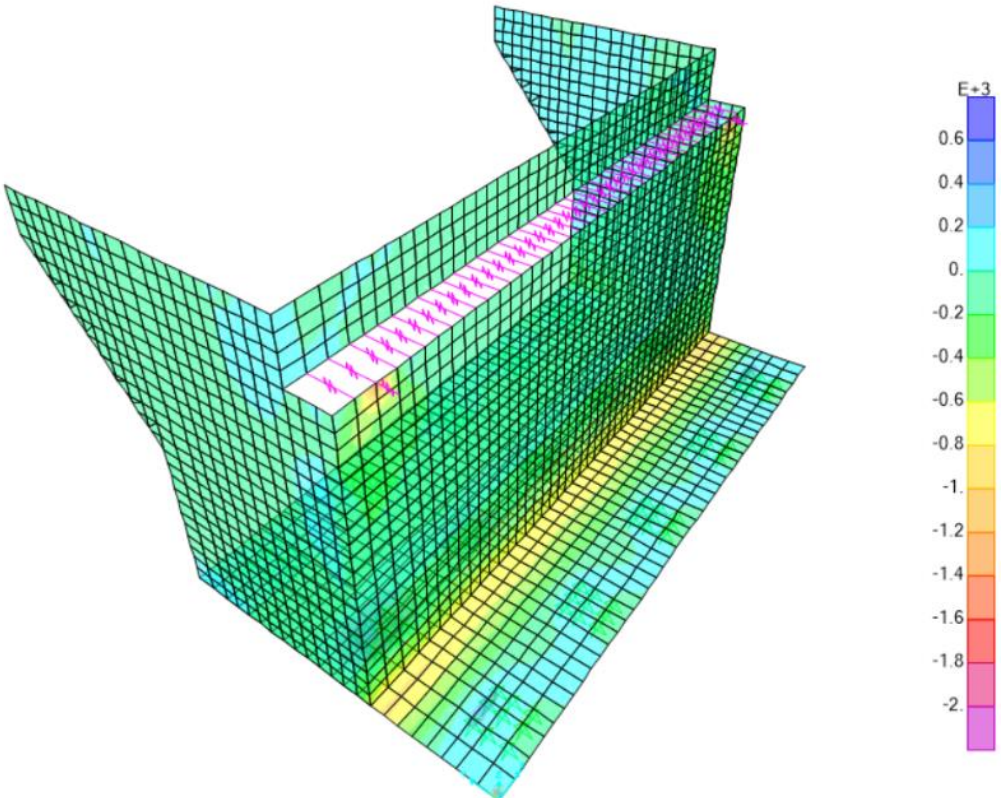


INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE RARA – M11

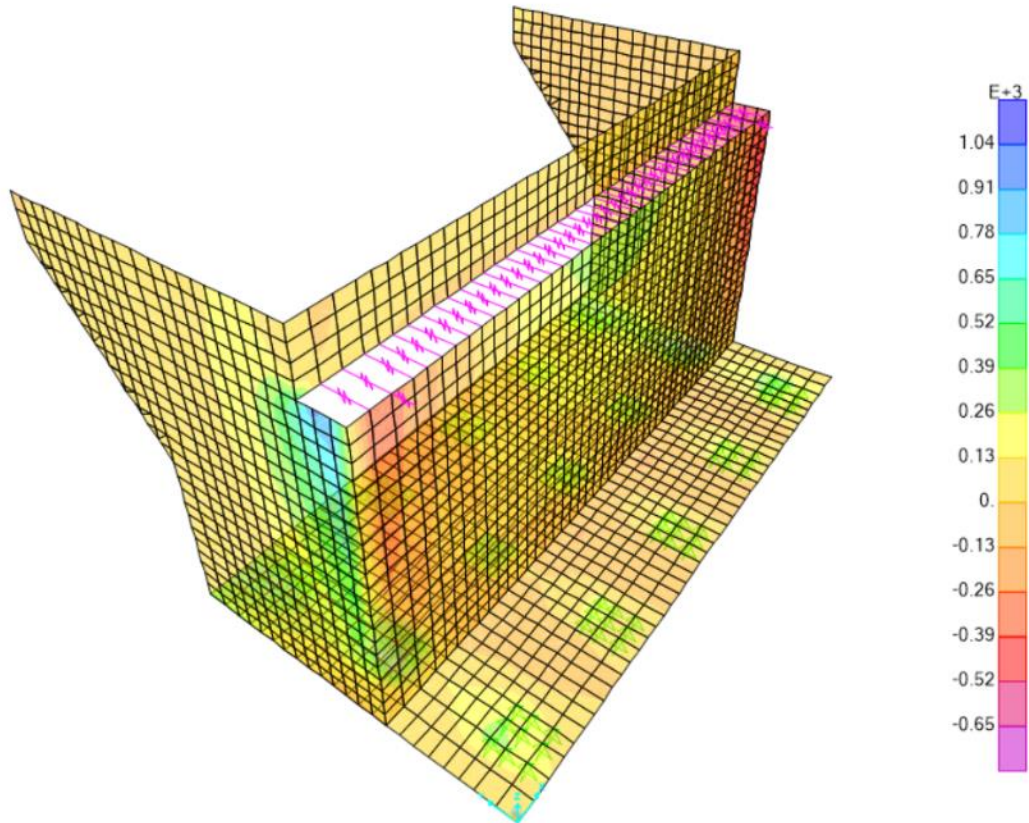


INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLE RARA – M22

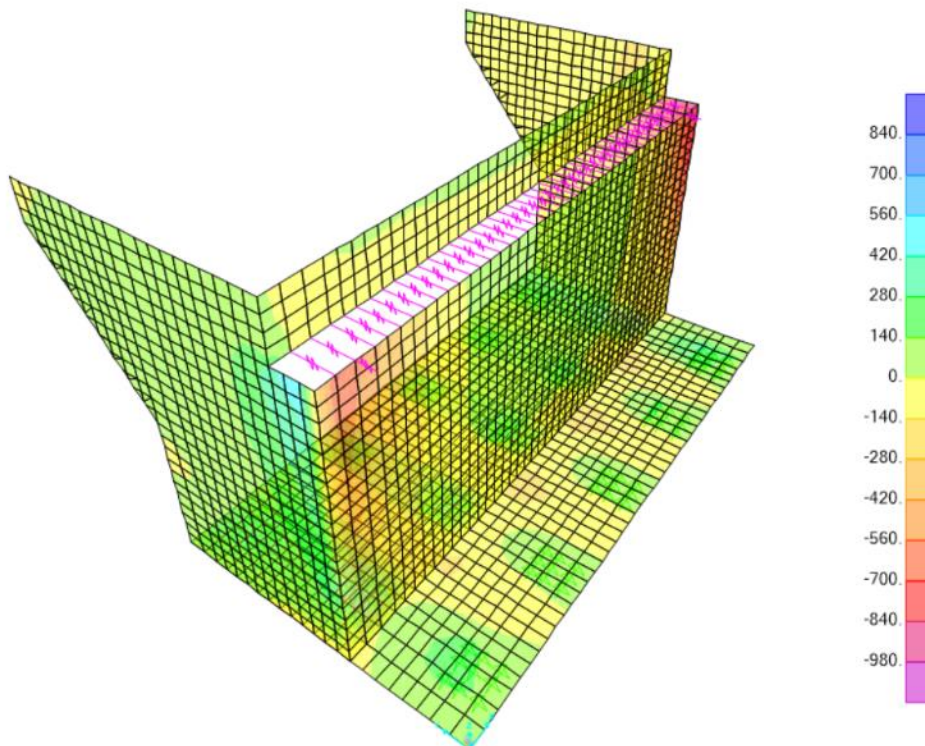
CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  sinergo		REV. A	FOGLIO 50 di 141
					Data 10/2023	



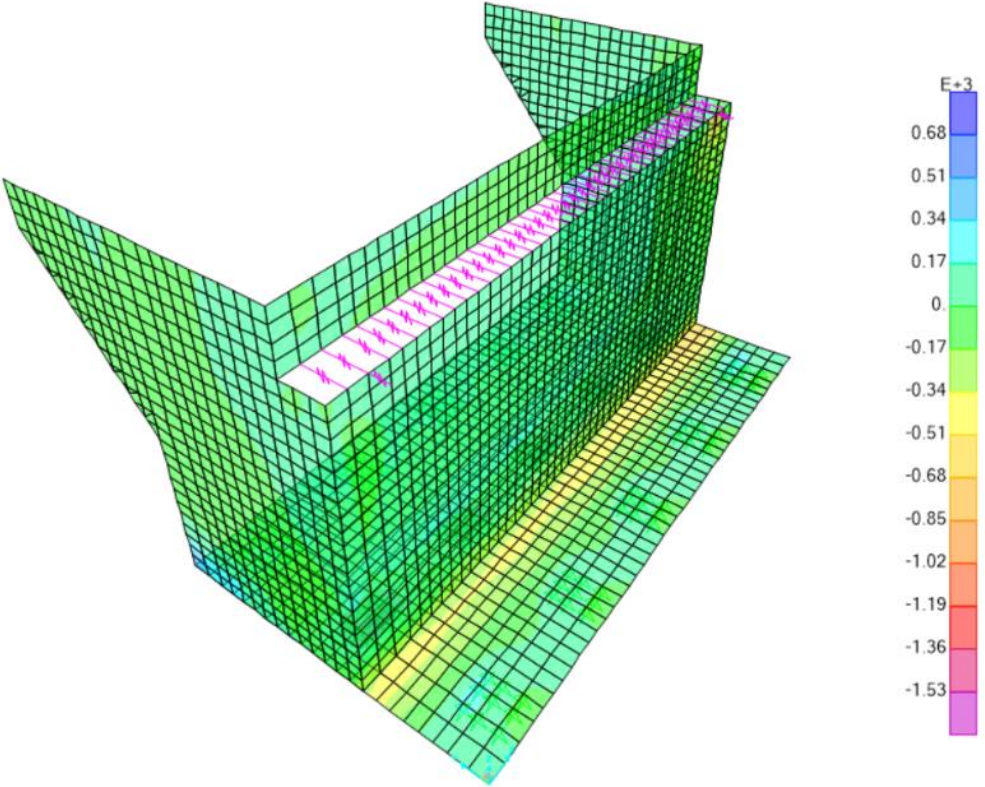
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE RARA – M22



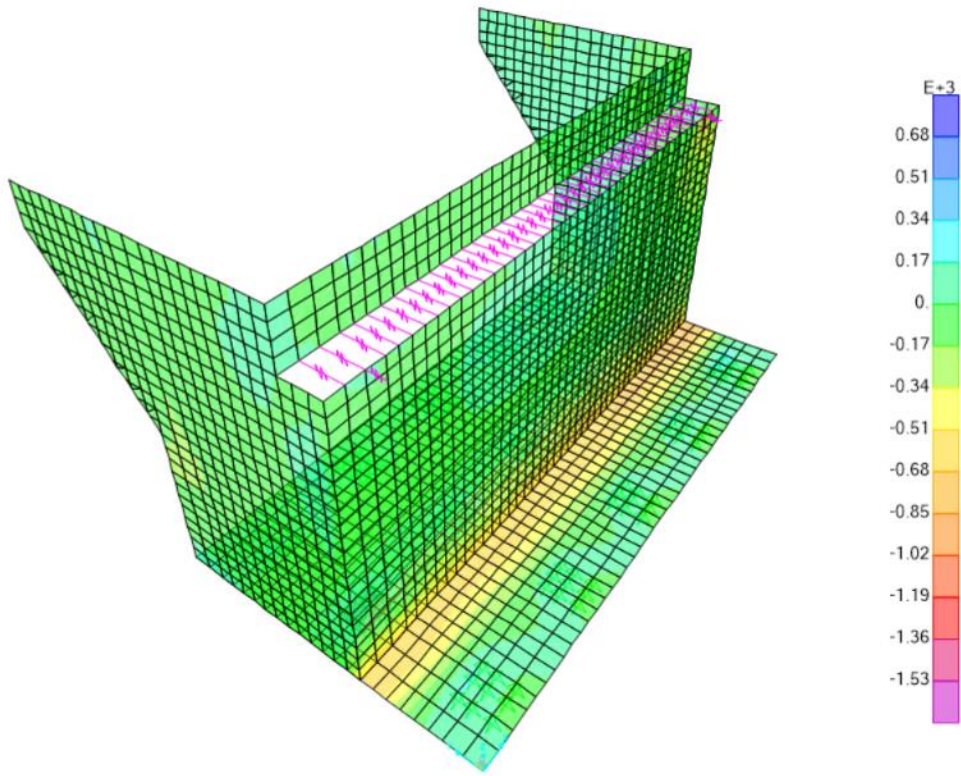
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLE FREQUENTE – M11



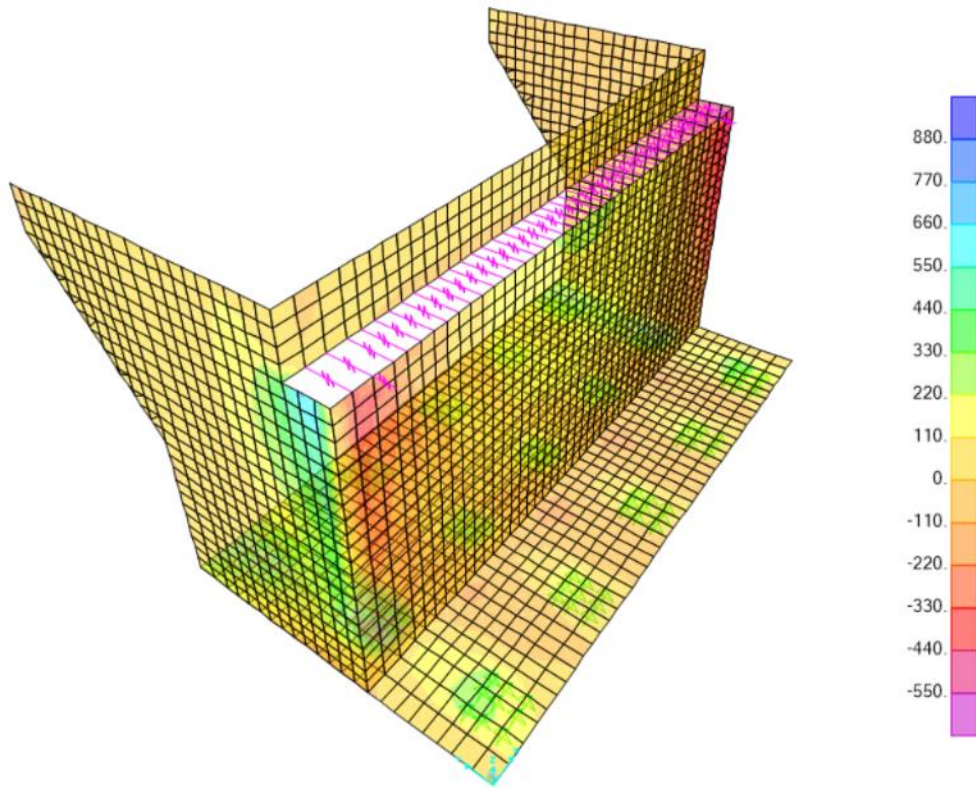
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE FREQUENTE – M11



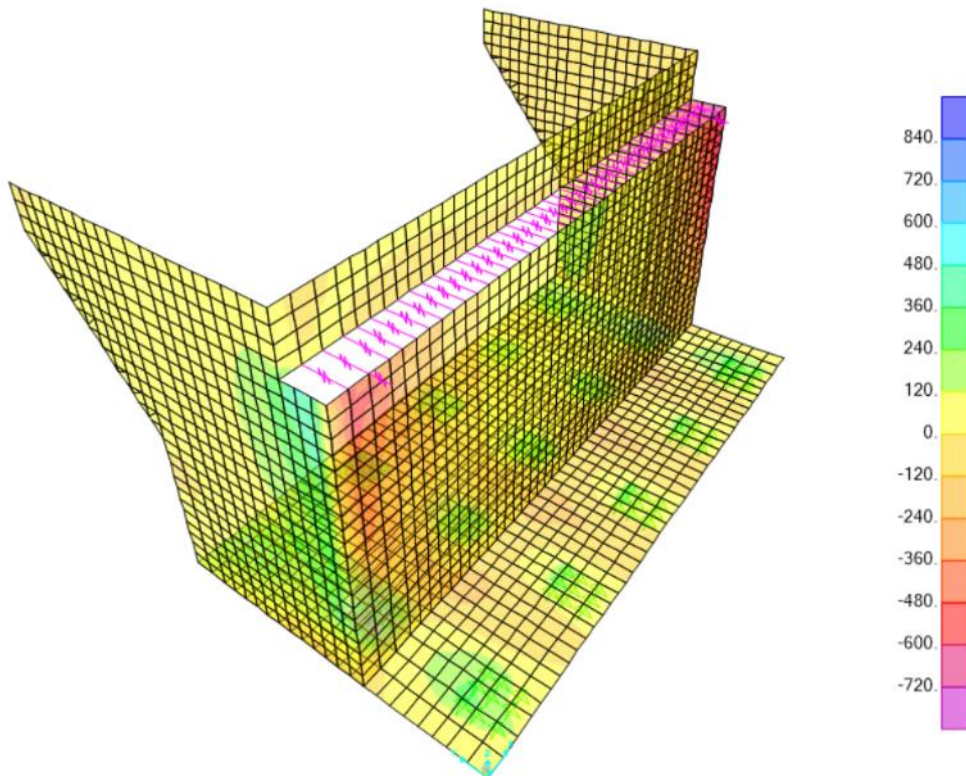
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLE FREQUENTE – M22



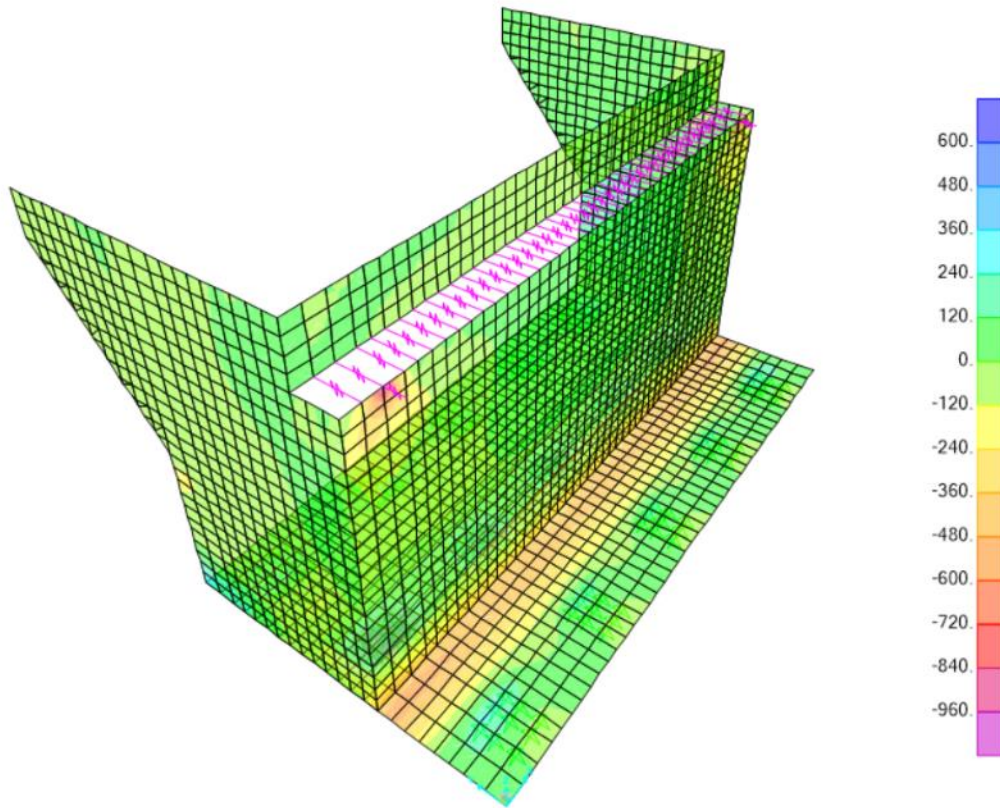
INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE FREQUENTE – M22



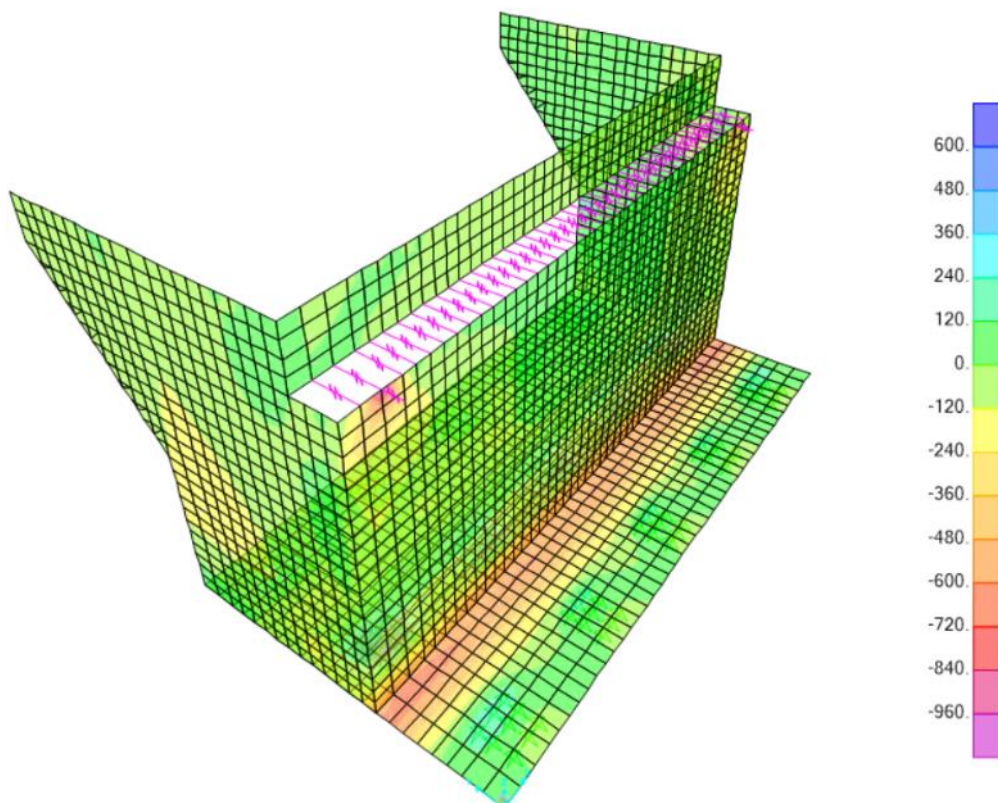
INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTE – M11



INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTE – M11



INVILUPPO MASSIMO COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTE – M22



INVILUPPO MINIMO COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTE – M22

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO	
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	A	55 di 141
					Data 10/2023	

Si riportano di seguito le sollecitazioni considerate per la verifica delle sezioni dei vari elementi della spalla.

SLU/SLV- MURO FRONTALE					
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	V13 [kN]	V23 [kN]	Note
ENV SLU	370	27	700	350	Momento massimo
ENV SLU	-1215	-1805	-790	-518	Momento minimo
ENV SLV	721	48	1023	420	Momento massimo
ENV SLV	-1567	-1618	-1038	-692	Momento minimo

SLE- MURO FRONTALE			
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	Note
ENV SLER	277	46	Momento massimo
ENV SLER	-897	-1300	Momento minimo
ENV SLEFR	294	45	Momento massimo
ENV SLEFR	-864	-990	Momento minimo
ENV SLEQP	230	45	Momento massimo
ENV SLERQP	-662	-640	Momento minimo

SLU/SLV- MURO LATERALE					
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	V13 [kN]	V23 [kN]	Note
ENV SLU	1135.5	766	424.00	669.00	Momento massimo
ENV SLU	-1123	767	-421.00	-673.00	Momento minimo
ENV SLV	1151	523	553	400	Momento massimo
ENV SLV	-1652	-1160	-487	-1057	Momento minimo

SLE- MURO LATERALE			
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	Note
ENV SLER	850	570	Momento massimo
ENV SLER	-835	-596	Momento minimo
ENV SLEFR	849	523	Momento massimo
ENV SLEFR	-822	-586	Momento minimo
ENV SLEQP	849	523	Momento massimo
ENV SLERQP	-822	-586	Momento minimo

SLU/SLV- SBALZO LATERALE					
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	V13 [kN]	V23 [kN]	Note
ENV SLU	110	27	76	66.5	Momento massimo
ENV SLU	-110	-29	-77	-48	Momento minimo
ENV SLV	91	43	147	30	Momento massimo
ENV SLV	-235	-27	-61	-100	Momento minimo

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	56 di 141
			Data 10/2023	

SLE- SBALZO LATERALE			
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	Note
ENV SLER	81	18	Momento massimo
ENV SLER	-81	-18	Momento minimo
ENV SLEFR	80	18	Momento massimo
ENV SLEFR	-81	-18	Momento minimo
ENV SLEQP	54	16	Momento massimo
ENV SLERQP	-44	-16	Momento minimo

SLU/SLV- PARAGHIAIA					
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	V13 [kN]	V23 [kN]	Note
ENV SLU	10.5	15	127	25	Momento massimo
ENV SLU	-56	-10	-138	-19	Momento minimo
ENV SLV	13	15	167	16	Momento massimo
ENV SLV	-82	-46	-176	-66	Momento minimo

SLE- PARAGHIAIA			
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	Note
ENV SLER	5.5	12	Momento massimo
ENV SLER	-41	-10	Momento minimo
ENV SLEFR	5	10	Momento massimo
ENV SLEFR	-37	-10	Momento minimo
ENV SLEQP	5	3	Momento massimo
ENV SLERQP	-26	-5	Momento minimo

SLU/SLV- FONDAZIONE					
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	V13 [kN]	V23 [kN]	Note
ENV SLU	1278	988	1538	1083	Momento massimo
ENV SLU	-275	-1192	-1746	-2121	Momento minimo
ENV SLV	1229	960	1266	1202	Momento massimo
ENV SLV	-297	-1254	-1533	-2054	Momento minimo

SLE- FONDAZIONE			
Comb.	M11 [kNm]	M22 [kNm]	Note
ENV SLER	914	730	Momento massimo
ENV SLER	-198	-880	Momento minimo
ENV SLEFR	900	716	Momento massimo
ENV SLEFR	-176	-880	Momento minimo
ENV SLEQP	742	557	Momento massimo
ENV SLERQP	-150	-667	Momento minimo

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	57 di 141
			Data 10/2023	

10.1 Muro frontale

10.1.1 Armature a flessione orizzontali

igla identificativa sezione: MuroFron

Nome identificativo sezione: orizzontale

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 250.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 241.9 cm da intradosso

6.67 ϕ 16 mm posizionati a 7.8 cm da intradosso

Area armatura normale = 3876.6 (mm²) a 160.9 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 125.0 (cm)
 Area della sezione = 25000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico =130208300.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 1041667.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 1041667.00 (cm³)
 Altezza della sezione = 250.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 166.7 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 125.8 (cm)
 Area della sezione = 25542.72 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico =137623200.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 1107748.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 1094305.00 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 277.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.74 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 58 di 141
	MANDATARIA  Mandatario  Mandatari  	Data 10/2023		

Trazione massima nell'acciaio = 88.52 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.9 (cm)
Braccio di leva interno = 234.0 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 294.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.78 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 93.95 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.9 (cm)
Braccio di leva interno = 234.0 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 230.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.61 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 73.50 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.9 (cm)
Braccio di leva interno = 234.0 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -897.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.90 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 154.04 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.8 (cm)
Braccio di leva interno = 229.6 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -894.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.90 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 153.52 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.8 (cm)
Braccio di leva interno = 229.6 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -662.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.41 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 113.68 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.8 (cm)
Braccio di leva interno = 229.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = 294.00$ (KN.m)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 59 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1094305.00$ (cm³)
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)

momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 2825.99$ (KN.m) > 294.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto $M = 230.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1094305.00$ (cm³)
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)

momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 2825.99$ (KN.m) > 230.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = -894.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1107748.00$ (cm³)
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)

momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -2860.71$ (KN.m) > -894.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto $M = -662.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1107748.00$ (cm³)
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)

momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -2860.71$ (KN.m) > -662.00

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750$ %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_N = f_{tk} / f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	60 di 141
			Data 10/2023	

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 721.0$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = 1495.0$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = 2.655E-01$ (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto $M_r/M_d = 2.073$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -1567.0$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.3 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = -2791.6$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = -0.3$ (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto $M_r/M_d = 1.781$

10.1.2 Armature a flessione verticali:

Sigla identificativa sezione: MuroFron
Nome identificativo sezione: Verticale
Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 250.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 241.9 cm da intradosso
 6.67 ϕ 16 mm posizionati a 7.8 cm da intradosso

Area armatura normale = 3876.6 (mm²) a 160.9 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 125.0 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	61 di 141
			Data 10/2023	

Area della sezione = 25000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 130208300.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 1041667.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 1041667.00 (cm³)
 Altezza della sezione = 250.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 166.7 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 125.8 (cm)
 Area della sezione = 25542.72 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 137623200.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 1107748.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 1094305.00 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

Condizione di carico 1

Momento = 46.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)
 Compressione massima nel calcestruzzo = -0.12 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 14.70 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.9 (cm)
 Braccio di leva interno = 234.0 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 45.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)
 Compressione massima nel calcestruzzo = -0.12 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 14.38 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.9 (cm)
 Braccio di leva interno = 234.0 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 45.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)
 Compressione massima nel calcestruzzo = -0.12 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 14.38 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 26.9 (cm)
 Braccio di leva interno = 234.0 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -1300.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)
 Compressione massima nel calcestruzzo = -2.76 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 62 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Trazione massima nell'acciaio = 223.24 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.8 (cm)
Braccio di leva interno = 229.6 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -990.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.10 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 170.01 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.8 (cm)
Braccio di leva interno = 229.6 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -640.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.36 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 109.90 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.8 (cm)
Braccio di leva interno = 229.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = 45.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1094305.00$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 2825.99$ (KN.m) > 45.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = 45.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1094305.00$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 2825.99$ (KN.m) > 45.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -990.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1107748.00$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -2860.71$ (KN.m) > -990.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -640.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 25542.72$ (cm²) ; $W_{omog} = 1107748.00$ (cm³)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 63 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.76 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -2860.71 \text{ (KN.m)} > -640.00$

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_N = f_{tk} / f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} - k f_{yd} = 469.57 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 48.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 1495.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Rottura $N_r = 2.655E-01 \text{ (KN)}$
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 31.146$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -1618.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.3 (cm)
Momento di Rottura $M_r = -2791.6 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Rottura $N_r = -0.3 \text{ (KN)}$
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 1.725$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	64 di 141
			Data 10/2023	

10.1.3 Armatura a Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO LONGITUDINALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	1038.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	2500	mm
Copriferro netto	c	=	50	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	26	mm
Altezza utile della sezione	d	=	2413	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	22	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2535	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0011	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.29	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.29	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	711.24	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	711.24	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	65 di 141
			Data 10/2023	

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento
 Diametro ferri a taglio
 Numero dei bracci in sezione trasversale
 Passo in direzione asse elemento
 Area totale di armatura a taglio

α = 90 °
 \varnothing_{sw} = 20 mm
 n_{sw} = 3.33 --
 s = 300 mm
 A_{sw} = 1046 mm²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls
 Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
 Tensione media di compressione nella sezione
 Coefficiente maggiorativo per membrature compresse

θ = 45 °
 f'_{cd} = 9.41 N/mm²
 σ_{cp} = 0.00 N/mm²
 α_c = 1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura
 Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls

V_{Rsd} = 2961.88 kN
 V_{Rcd} = 10214.23 kN
 V_{Rd} = 2961.88 kN

Resistenza ultima a taglio

VERIFICA SODDISFATTA.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO TRASVERSALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls
 Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls
 Resistenza di calcolo a compressione del cls
 Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

R_{ck} = 40 N/mm²
 f_{ck} = 33 N/mm²
 f_{cd} = 18.81 N/mm²
 f_{yd} = 391.30 N/mm²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
 Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}
 Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}

V_{Ed} = 692.00 kN
 $N(V_{Ed})$ = 0.00 kN
 $M(V_{Ed})$ = 0.00 kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione
 Copriferro netto
 Diametro staffe minime da normativa
 Altezza utile della sezione
 Larghezza minima della sezione

h = 2500 mm
 c = 50 mm
 ϕ_w = 26 mm
 d = 2416 mm
 b_w = 1000 mm

Armatura della sezione in zona tesa:

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	66 di 141
			Data 10/2023	

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1341	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0006	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.29	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.29	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	711.98	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	711.98	kN

VERIFICA SODDISFATTA:
non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

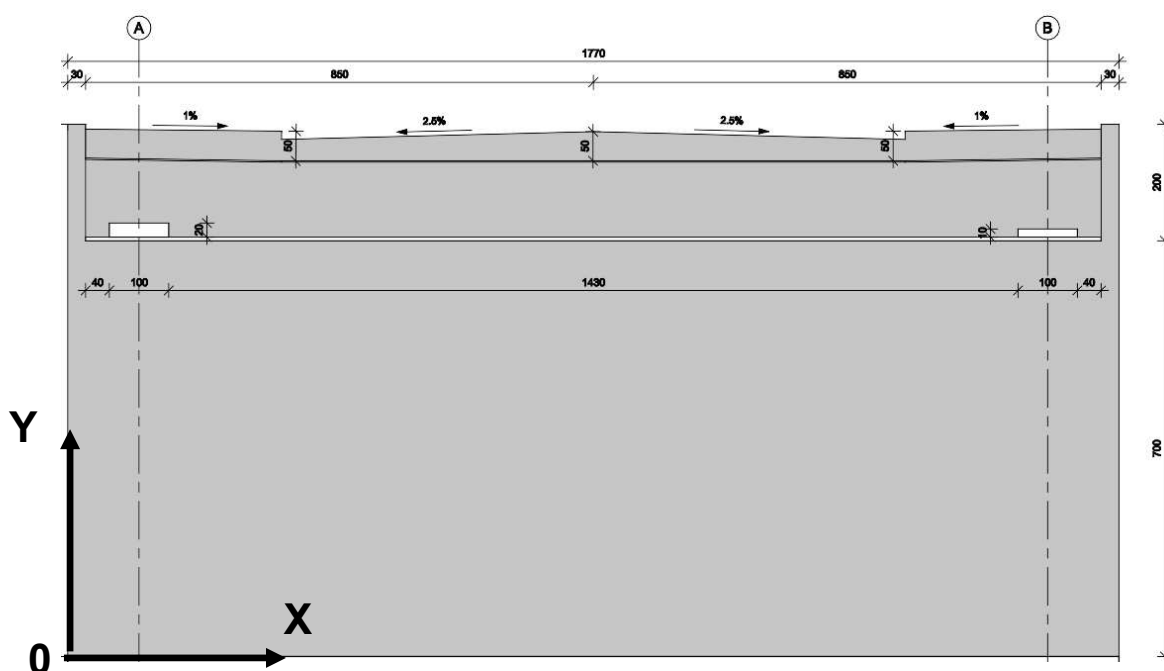
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	20	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3.33	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	1047	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	2965.56	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	10226.93	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	2965.56	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



Si considera inferiore l'armatura lato contro terra e superiore l'armatura lato esterno

	diametro mm	passo cm	strati -	POSIZIONE				
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale	
				m	m	m	m	
armatura a flessione	armatura inferiore	16	15	1	0.00	3.00	0.00	7.00
	orizzontale	16	15	1	3.00	14.70	0.00	7.00
		16	15	1	14.70	17.70	0.00	7.00
	armatura superiore	22	15	1	0.00	3.00	0.00	7.00
	orizzontale	22	15	1	3.00	14.70	0.00	7.00
		22	15	1	14.70	17.70	0.00	7.00
	armatura inferiore	16	15	1	0.00	3.00	0.00	7.00
	verticale	16	15	1	3.00	14.70	0.00	7.00
		16	15	1	14.70	17.70	0.00	7.00
	armatura superiore	22	15	1	0.00	3.00	0.00	7.00
	verticale	22	15	1	3.00	14.70	0.00	7.00
		22	15	1	14.70	17.70	0.00	7.00

	diametro mm	passo X cm	passo Y cm	POSIZIONE			
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale
				m	m	m	m
armatura a taglio (spilli)	20	15	15	0.00	4.00	0.00	7.00
	20	30	30	4.00	13.70	0.00	7.00
	20	15	15	13.70	17.70	0.00	7.00

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	68 di 141
			Data 10/2023	

10.2 Paraghiaia

10.2.1 Armature a flessione orizzontali

Sigla identificativa sezione: Paraghia

Nome identificativo sezione: orizzontale

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 16 mm posizionati a 22.2 cm da intradosso

6.67 ϕ 16 mm posizionati a 7.8 cm da intradosso

Area armatura normale = 2682.2 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 15.0 (cm)
 Area della sezione = 3000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 225000.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 15000.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 15000.00 (cm³)
 Altezza della sezione = 30.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.0 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 15.0 (cm)
 Area della sezione = 3375.50 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 244466.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 16297.74 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 16297.74 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 5.5 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	69 di 141
			Data 10/2023	

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.73 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 20.83 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 5.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.67 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 18.94 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 5.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.67 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 18.94 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -41.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.47 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 155.31 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -37.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.94 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 140.16 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -26.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.47 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 98.49 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI  		REV. A	FOGLIO 70 di 141
			Data 10/2023	

Momento di progetto $M = 5.00 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

 verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 42.09 \text{ (KN.m)} > 5.00$

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto $M = 5.00 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

 verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 42.09 \text{ (KN.m)} > 5.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = -37.00 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

 verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -42.09 \text{ (KN.m)} > -37.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto $M = -26.00 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

 verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -42.09 \text{ (KN.m)} > -26.00$

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
 Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
 Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
 Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
 Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
 Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
 Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	71 di 141
			Data 10/2023	

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 13.0 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
 Momento di Rottura M_r = 124.7 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = 0.5 (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto M_r/M_d = 9.592

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d = -82.0 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
 Momento di Rottura M_r = -124.7 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = 0.5 (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto M_r/M_d = 1.521

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	72 di 141
			Data 10/2023	

10.2.2 Armature a flessione verticali:

Sigla identificativa sezione: Paraghia

Nome identificativo sezione: verticale

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 16 mm posizionati a 22.2 cm da intradosso

6.67 ϕ 16 mm posizionati a 7.8 cm da intradosso

Area armatura normale = 2682.2 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 15.0 (cm)
 Area della sezione = 3000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 225000.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 15000.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 15000.00 (cm³)
 Altezza della sezione = 30.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.0 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 15.0 (cm)
 Area della sezione = 3375.50 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 244466.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 16297.74 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 16297.74 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 12.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.60 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 45.46 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	73 di 141
			Data 10/2023	

Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 10.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.33 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 37.88 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 3.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.40 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 11.36 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -10.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.33 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 37.88 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -10.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.33 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 37.88 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -5.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.67 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 18.94 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
Braccio di leva interno = 19.5 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = 10.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	74 di 141
			Data 10/2023	

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm}$)
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 42.09 \text{ (KN.m)} > 10.00$

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = 3.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm}$)
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 42.09 \text{ (KN.m)} > 3.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -10.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm}$)
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -42.09 \text{ (KN.m)} > -10.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -5.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 3375.50 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 16297.74 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm}$)
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -42.09 \text{ (KN.m)} > -5.00$

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_N = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	75 di 141
			Data 10/2023	

Acciaio normale $f_{yd} = 391.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} - k f_{yd} = 469.57 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 15.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 124.7 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Rottura $N_r = 0.5 \text{ (KN)}$
Rottura nel Dominio 3
Rapporto $M_r/M_d = 8.313$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -46.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
Momento di Rottura $M_r = -124.7 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Rottura $N_r = 0.5 \text{ (KN)}$
Rottura nel Dominio 3
Rapporto $M_r/M_d = 2.711$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	76 di 141
			Data 10/2023	

10.2.3 Armatura a Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO LONGITUDINALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	176.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
Copriferro netto	c	=	50	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	16	mm
Altezza utile della sezione	d	=	226	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sI}	=	1341	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_I	=	0.0059	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.94	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.55	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	123.22	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	142.14	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	77 di 141
			Data 10/2023	

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento

Diametro ferri a taglio

Numero dei bracci in sezione trasversale

Passo in direzione asse elemento

Area totale di armatura a taglio

$$\begin{aligned} \alpha &= 90^\circ \\ \varnothing_{sw} &= 20 \text{ mm} \\ n_{sw} &= 3.33 \text{ --} \\ s &= 300 \text{ mm} \\ A_{sw} &= 1046 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls

Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

Tensione media di compressione nella sezione

Coefficiente maggiorativo per membrature compresse

$$\begin{aligned} \theta &= 45^\circ \\ f'_{cd} &= 9.41 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cp} &= 0.00 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_c &= 1.00 \text{ --} \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls

Resistenza ultima a taglio

$$\begin{aligned} V_{Rsd} &= 277.41 \text{ kN} \\ V_{Rcd} &= 956.66 \text{ kN} \\ V_{Rd} &= 277.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

VERIFICA SODDISFATTA.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO TRASVERSALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls

Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls

Resistenza di calcolo a compressione del cls

Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 40 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ck} &= 33 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= 18.81 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yd} &= 391.30 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}

Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 66.00 \text{ kN} \\ N(V_{Ed}) &= 0.00 \text{ kN} \\ M(V_{Ed}) &= 0.00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione

Copriferro netto

Diametro staffe minime da normativa

Altezza utile della sezione

Larghezza minima della sezione

$$\begin{aligned} h &= 300 \text{ mm} \\ c &= 50 \text{ mm} \\ \phi_w &= 16 \text{ mm} \\ d &= 226 \text{ mm} \\ b_w &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali

Numero tondini longitudinali utilizzati

$$\begin{aligned} \varnothing &= 16 \text{ mm} \\ n &= 6.67 \text{ --} \end{aligned}$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	78 di 141
			Data 10/2023	

Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1341	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0059	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.94	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.55	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	123.22	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	142.14	kN

VERIFICA SODDISFATTA:
non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

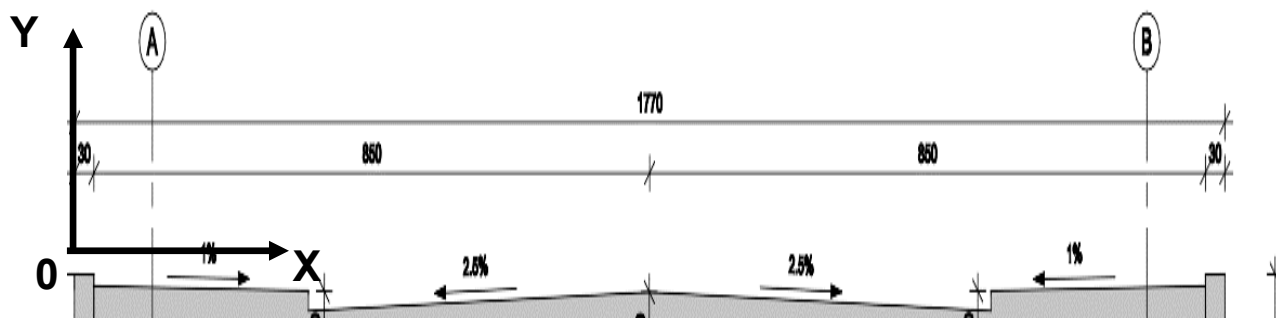
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	20	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3.33	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	1047	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	277.41	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	956.66	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	277.41	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



Si considera inferiore l'armatura lato contro terra e superiore l'armatura lato esterno

	diametro	passo	strati	POSIZIONE				
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale	
				m	m	m	m	
armatura a flessione	armatura inferiore orizzontale	16	15	1	0.00	2.00	0.00	1.80
		16	15	1	2.00	15.70	0.00	1.80
		16	15	1	15.70	17.70	0.00	1.80
	armatura superiore orizzontale	16	15	1	0.00	2.00	0.00	1.80
		16	15	1	2.00	15.70	0.00	1.80
		16	15	1	15.70	17.70	0.00	1.80
	armatura inferiore verticale	16	15	1	0.00	2.00	0.00	1.80
		16	15	1	2.00	15.70	0.00	1.80
		16	15	1	15.70	17.70	0.00	1.80
	armatura superiore verticale	16	15	1	0.00	2.00	0.00	1.80
		16	15	1	2.00	15.70	0.00	1.80
		16	15	1	15.70	17.70	0.00	1.80

	diametro	passo X	passo Y	POSIZIONE			
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale
				m	m	m	m
armatura a taglio (spilli)	20	30	30	0.00	17.70	0.00	1.80

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	80 di 141
			Data 10/2023	

10.3 Muro andatore

10.3.1 Armature a flessione orizzontali

igla identificativa sezione: MuroLate

Nome identificativo sezione: armature orizzontali

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 7.3 cm da intradosso

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 192.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 5071.0 (mm²) a 100.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso	= 100.0 (cm)
Area della sezione	= 20000.00 (cm ²)
Momento d'inerzia baricentrico	= 66666670.00 (cm ⁴)
Modulo di Resistenza superiore	= 666666.80 (cm ³)
Modulo di Resistenza inferiore	= 666666.80 (cm ³)
Altezza della sezione	= 200.0 (cm)
Braccio di leva interno	= 133.3 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso	= 100.0 (cm)
Area della sezione	= 20709.94 (cm ²)
Momento d'inerzia baricentrico	= 72767370.00 (cm ⁴)
Modulo di Resistenza superiore	= 727673.70 (cm ³)
Modulo di Resistenza inferiore	= 727673.70 (cm ³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento	= 850.0 (KN.m)
Sforzo normale	= 0.0 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	81 di 141
			Data 10/2023	

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.45 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 183.68 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 849.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.45 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 183.46 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 613.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.77 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 132.47 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -835.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.41 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 180.44 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -822.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.37 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 177.63 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -614.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.77 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 132.68 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 82 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETAZMA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = 849.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 727673.70$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
(e = $Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1879.18$ (KN.m) > 849.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto $M = 613.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 727673.70$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
(e = $Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1879.18$ (KN.m) > 613.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = -822.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 727673.70$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
(e = $Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1879.18$ (KN.m) > -822.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto $M = -614.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 727673.70$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
(e = $Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1879.18$ (KN.m) > -614.00

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750$ %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	83 di 141
			Data 10/2023	

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 1151.0 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Momento di Rottura M_r = 2215.9 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = 0.3 (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto M_r/M_d = 1.925

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d = -1652.0 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Momento di Rottura M_r = -2215.9 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = 0.3 (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto M_r/M_d = 1.341

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	84 di 141
			Data 10/2023	

10.3.2 Armature a flessione verticali:

Sigla identificativa sezione: MuroLate

Nome identificativo sezione: armature verticali

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 7.3 cm da intradosso

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 192.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 5071.0 (mm²) a 100.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 100.0 (cm)
 Area della sezione = 20000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 66666670.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 666666.80 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 666666.80 (cm³)
 Altezza della sezione = 200.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 133.3 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 100.0 (cm)
 Area della sezione = 20709.94 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 72767370.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 727673.70 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 727673.70 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 570.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.64 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 123.17 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 85 di 141
	MANDATARIA  Mandatario  Mandatanti  	Data 10/2023		

Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 523.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.51 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 113.02 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 368.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.06 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 79.52 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -596.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.72 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 128.79 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -586.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.69 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 126.63 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -367.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.06 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 79.31 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 182.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto M = 523.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 86 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{omog} = 727673.70 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1879.18 \text{ (KN.m)} > 523.00$

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = 368.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{omog} = 727673.70 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1879.18 \text{ (KN.m)} > 368.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -586.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{omog} = 727673.70 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1879.18 \text{ (KN.m)} > -586.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -367.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale
 $A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{omog} = 727673.70 \text{ (cm}^3\text{)}$
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$
momento di formazione della fessura
 $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1879.18 \text{ (KN.m)} > -367.00$

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_N = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  CITIZIA <small>INGEGNERIA VANILITA' AMBIENTE</small>	 sinergo	 D_VA <small>DVisionArchitecture</small>	REV. A	FOGLIO 87 di 141
							Data 10/2023

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 523.0$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = 2215.9$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = 0.3$ (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto $M_r/M_d = 4.237$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -1160.0$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.7 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = -2215.9$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = 0.3$ (KN)
 Rottura nel Dominio 2
 Rapporto $M_r/M_d = 1.91$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	88 di 141
			Data 10/2023	

10.3.3 Armatura a Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO LONGITUDINALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	553.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	2000	mm
Copriferro netto	c	=	50	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	26	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1913	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	22	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2535	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0013	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	587.30	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	587.30	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 89 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	6.67	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	754	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	3385.21	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	8097.73	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	3385.21	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO TRASVERSALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	1057.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	2000	mm
Copriferro netto	c	=	50	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	26	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1913	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	22	mm
------------------------------	---------------	---	-----------	----

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	90 di 141
			Data 10/2023	

Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2535	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0013	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	587.30	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	587.30	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

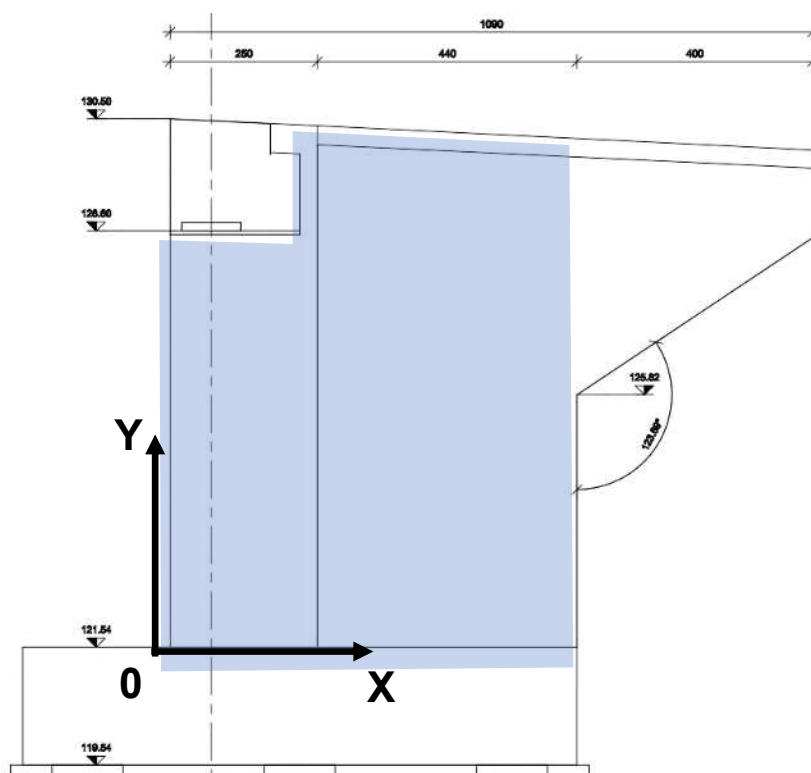
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	6.67	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	753	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	3385.21	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	8097.73	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	3385.21	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



Si considera inferiore l'armatura lato contro terra e superiore l'armatura lato esterno:

armatura a flessione

	diametro	passo	strati	POSIZIONE			
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale
				m	m	m	m
armatura inferiore orizzontale	22	15	1	0.00	2.60	0.00	7.00
armatura superiore orizzontale	22	15	1	2.60	7.00	0.00	8.80
armatura inferiore verticale	22	15	1	0.00	7.00	0.00	3.00
armatura superiore verticale	22	15	1	0.00	7.00	3.00	8.80

armatura a taglio (spilli)

	diametro	passo X	passo Y	POSIZIONE			
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale
				m	m	m	m
	12	15	15	0.00	2.00	0.00	2.00
	12	30	30	2.00	7.00	0.00	2.00
	12	30	30	0.00	7.00	2.00	8.80

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	92 di 141
			Data 10/2023	

10.4 Muro andatore sbalzo

10.4.1 Armature a flessione orizzontali

Sigla identificativa sezione: SbalzLat

Nome identificativo sezione: armatura orizzontale

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 120.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 7.3 cm da intradosso

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 112.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 5071.0 (mm²) a 60.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 60.0 (cm)
 Area della sezione = 12000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 14400000.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 240000.00 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 240000.00 (cm³)
 Altezza della sezione = 120.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 80.0 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 60.0 (cm)
 Area della sezione = 12709.94 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 16371700.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 272861.70 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 272861.70 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 81.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	93 di 141
			Data 10/2023	

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.54 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 30.44 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 104.9 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 80.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.53 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 30.06 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 104.9 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 54.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.36 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 20.29 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 104.9 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -81.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.54 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 30.44 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 104.9 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -80.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.53 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 30.06 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 104.9 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -44.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.29 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 16.53 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 104.9 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 94 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = 80.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 272861.70$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 704.65$ (KN.m) > 80.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = 54.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 272861.70$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 704.65$ (KN.m) > 54.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = -80.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 272861.70$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -704.65$ (KN.m) > -80.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = -44.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 272861.70$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -704.65$ (KN.m) > -44.00

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750$ %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 95 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 91.0$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.3 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = 1231.9$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = -0.3$ (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto $M_r/M_d = 13.537$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -235.0$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.3 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = -1231.9$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = -0.3$ (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto $M_r/M_d = 5.242$

10.4.2 Armature a flessione verticali:

Sigla identificativa sezione: SbalzLat

Nome identificativo sezione: armatura verticale

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 120.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

3.33 $\emptyset 22$ mm posizionati a 7.3 cm da intradosso
 3.33 $\emptyset 22$ mm posizionati a 112.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 2531.7 (mm²) a 60.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	96 di 141
			Data 10/2023	

Distanza baricentro da intradosso	= 60.0 (cm)
Area della sezione	= 12000.00 (cm ²)
Momento d'inerzia baricentrico	= 14400000.00 (cm ⁴)
Modulo di Resistenza superiore	= 240000.00 (cm ³)
Modulo di Resistenza inferiore	= 240000.00 (cm ³)
Altezza della sezione	= 120.0 (cm)
Braccio di leva interno	= 80.0 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso	= 60.0 (cm)
Area della sezione	= 12354.44 (cm ²)
Momento d'inerzia baricentrico	= 15384370.00 (cm ⁴)
Modulo di Resistenza superiore	= 256406.20 (cm ³)
Modulo di Resistenza inferiore	= 256406.20 (cm ³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento	= 18.0 (KN.m)
Sforzo normale	= 0.0 (KN)
Compressione massima nel calcestruzzo	= -0.17 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	= 13.34 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 17.9 (cm)
Braccio di leva interno	= 106.8 (cm)

Condizione di carico 2

Momento	= 18.0 (KN.m)
Sforzo normale	= 0.0 (KN)
Compressione massima nel calcestruzzo	= -0.17 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	= 13.34 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 17.9 (cm)
Braccio di leva interno	= 106.8 (cm)

Condizione di carico 3

Momento	= 16.0 (KN.m)
Sforzo normale	= 0.0 (KN)
Compressione massima nel calcestruzzo	= -0.15 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	= 11.86 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 17.9 (cm)
Braccio di leva interno	= 106.8 (cm)

Condizione di carico 4

Momento	= -18.0 (KN.m)
Sforzo normale	= 0.0 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	97 di 141
			Data 10/2023	

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.17 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 13.34 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 17.9 (cm)
 Braccio di leva interno = 106.8 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -18.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.17 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 13.34 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 17.9 (cm)
 Braccio di leva interno = 106.8 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -16.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.15 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 11.86 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 17.9 (cm)
 Braccio di leva interno = 106.8 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = 18.00 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12354.44$ (cm²) ; $W_{omog} = 256406.20$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 662.16$ (KN.m) > 18.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = 16.00 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12354.44$ (cm²) ; $W_{omog} = 256406.20$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 662.16$ (KN.m) > 16.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto M = -18.00 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12354.44$ (cm²) ; $W_{omog} = 256406.20$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -662.16$ (KN.m) > -18.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto M = -16.00 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. A	FOGLIO 98 di 141
				Data 10/2023

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12354.44 \text{ (cm}^2\text{)}$; $W_{omog} = 256406.20 \text{ (cm}^3\text{)}$
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm}$)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -662.16 \text{ (KN.m)}$ > -16.00

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
 Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
 Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
 Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
 Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.47 R_{ck}$
 Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$
 Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale $k_{\eta} = f_{tk} / f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ - $kf_{yd} = 469.57 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 43.0 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = 656.6 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo di Rottura $N_r = 0.6 \text{ (KN)}$
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto $M_r/M_d = 15.27$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -27.0 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = -656.6 \text{ (KN.m)}$
 Sforzo di Rottura $N_r = 0.6 \text{ (KN)}$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	99 di 141
			Data 10/2023	

Rottura nel Dominio
Rapporto M_r/M_d = 3
= 24.32

10.4.3 Armatura a Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO LONGITUDINALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	147.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	950	mm
Copriferro netto	c	=	50	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	16	mm
Altezza utile della sezione	d	=	873	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	22	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2535	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0029	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.48	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.36	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	316.55	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	329.66	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	100 di 141
			Data 10/2023	

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90 °
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3.33 --
Passo in direzione asse elemento	s	=	300 mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	376 mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41 N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	385.63 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	3695.41 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	385.63 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO TRASVERSALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30 N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	100.00 kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	0.00 kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	0.00 kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	950 mm
Copriferro netto	c	=	50 mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	16 mm
Altezza utile della sezione	d	=	873 mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000 mm

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	101 di 141
			Data 10/2023	

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	22	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	3.33	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1265	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0014	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.48	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.36	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	316.55	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	316.55	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3.33	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	377	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	385.63	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	3695.41	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	385.63	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	102 di 141
			Data 10/2023	

	diametro	passo	strati	
	mm	cm	-	
armatura a flessione	armatura inferiore orizzontale	22	15	1
	armatura superiore orizzontale	22	15	1
	armatura inferiore verticale	22	30	1
	armatura superiore verticale	22	30	1

	diametro	passo X	passo Y
	mm	cm	cm
armatura a taglio (spilli)	12	30	30

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	103 di 141
			Data 10/2023	

10.5 Fondazione

10.5.1 Armature a flessione orizzontali

igla identificativa sezione: Fondazio

Nome identificativo sezione: orizzontali

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 8.1 cm da intradosso

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 191.9 cm da intradosso

Area armatura normale = 5071.0 (mm²) a 100.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 100.0 (cm)
 Area della sezione = 20000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 66666670.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 666666.80 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 666666.80 (cm³)
 Altezza della sezione = 200.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 133.3 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 100.0 (cm)
 Area della sezione = 20709.94 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 72662500.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 726625.10 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 726625.10 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 914.0 (KN.m)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	104 di 141
			Data 10/2023	

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.66 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 198.53 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 900.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.62 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 195.49 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 742.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.16 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 161.17 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -198.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.58 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 43.01 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -176.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.51 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 38.23 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -150.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.44 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 32.58 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	105 di 141
			Data 10/2023	

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto $M = 900.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 726625.10$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1549.00$ (KN.m) > 900.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = 742.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 726625.10$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1549.00$ (KN.m) > 742.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto $M = -176.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 726625.10$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1549.00$ (KN.m) > -176.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = -150.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 20709.94$ (cm²) ; $W_{omog} = 726625.10$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1549.00$ (KN.m) > -150.00

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 31447.2 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 30.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750$ %
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 0.87 f_{yk}$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	106 di 141
			Data 10/2023	

Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.11 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 1278.0$ (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.9 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 2195.8$ (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r = -0.5$ (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 1.718$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -297.0$ (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.9 (cm)
Momento di Rottura $M_r = -2195.8$ (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r = -0.5$ (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 7.393$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	107 di 141
			Data 10/2023	

10.5.2 Armature a flessione verticali:

Sigla identificativa sezione: Fondazio

Nome identificativo sezione: verticali

Sigla identificativa armatura:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 200.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 8.1 cm da intradosso

6.67 ϕ 22 mm posizionati a 191.9 cm da intradosso

Area armatura normale = 5071.0 (mm²) a 100.0 cm da intrad.

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sezione di solo calcestruzzo

Distanza baricentro da intradosso = 100.0 (cm)
 Area della sezione = 20000.00 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 66666670.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 666666.80 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 666666.80 (cm³)
 Altezza della sezione = 200.0 (cm)
 Braccio di leva interno = 133.3 (cm)

Sezione con armatura omogeneizzata

Distanza baricentro da intradosso = 100.0 (cm)
 Area della sezione = 20709.94 (cm²)
 Momento d'inerzia baricentrico = 72662500.00 (cm⁴)
 Modulo di Resistenza superiore = 726625.10 (cm³)
 Modulo di Resistenza inferiore = 726625.10 (cm³)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 730.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.13 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 158.56 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	108 di 141
			Data 10/2023	

Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 710.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.07 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 154.22 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 557.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.62 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 120.98 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 4

Momento = -880.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.56 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 191.14 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 5

Momento = -880.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.56 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 191.14 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

Condizione di carico 6

Momento = -667.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.94 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 144.88 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)
Braccio di leva interno = 181.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_3$)

Momento di progetto $M = 710.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00$ (KN)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	109 di 141
			Data 10/2023	

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale
momento di formazione della fessura

$$A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)} ; \quad W_{omog} = 726625.10 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$$

$$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1549.00 \text{ (KN.m)} > 710.00$$

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto $M = 557.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad intradosso da sforzo assiale
momento di formazione della fessura

$$A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)} ; \quad W_{omog} = 726625.10 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$$

$$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1549.00 \text{ (KN.m)} > 557.00$$

condizione di carico n. 5 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -880.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale
momento di formazione della fessura

$$A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)} ; \quad W_{omog} = 726625.10 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$$

$$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1549.00 \text{ (KN.m)} > -880.00$$

condizione di carico n. 6 (S.L. di formazione delle fessure)

Momento di progetto $M = -667.00 \text{ (KN.m)}$
Sforzo assiale di progetto $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase
tensione ad estradosso da sforzo assiale
momento di formazione della fessura

$$A_{omog} = 20709.94 \text{ (cm}^2\text{)} ; \quad W_{omog} = 726625.10 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$$

$$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -1549.00 \text{ (KN.m)} > -667.00$$

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 31447.2 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 30.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_N = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.11 (N/mm²)

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	110 di 141
			Data 10/2023	

Acciaio normale $f_{yd} = 391.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} - k f_{yd} = 469.57 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 988.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.9 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 2195.8 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Rottura $N_r = -0.5 \text{ (KN)}$
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 2.223$

Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d = -1254.0 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0 \text{ (KN)}$

Distanza asse neutro da lembo compresso = 8.9 (cm)
Momento di Rottura $M_r = -2195.8 \text{ (KN.m)}$
Sforzo di Rottura $N_r = -0.5 \text{ (KN)}$
Rottura nel Dominio 2
Rapporto $M_r/M_d = 1.751$

10.5.3 Armatura a Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO LONGITUDINALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	$=$	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	$=$	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	$=$	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	$=$	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	$=$	1533.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	$=$	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	$=$	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	$=$	2000	mm
Copriferro netto	c	$=$	50	mm

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	111 di 141
			Data 10/2023	

Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	22	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1917	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	22	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2535	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0013	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	588.30	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	588.30	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	20	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	6.66	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	2091	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	4706.11	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	8114.66	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	4706.11	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	112 di 141
			Data 10/2023	

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018 (§ 4.1.2.3.5)

TAGLIO TRASVERSALE

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	2054.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	2000	mm
Copriferro netto	c	=	50	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	22	mm
Altezza utile della sezione	d	=	1917	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	22	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.67	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2535	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0013	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.32	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.31	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	588.30	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	588.30	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
--	----------	---	-----------	---

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	113 di 141
			Data 10/2023	

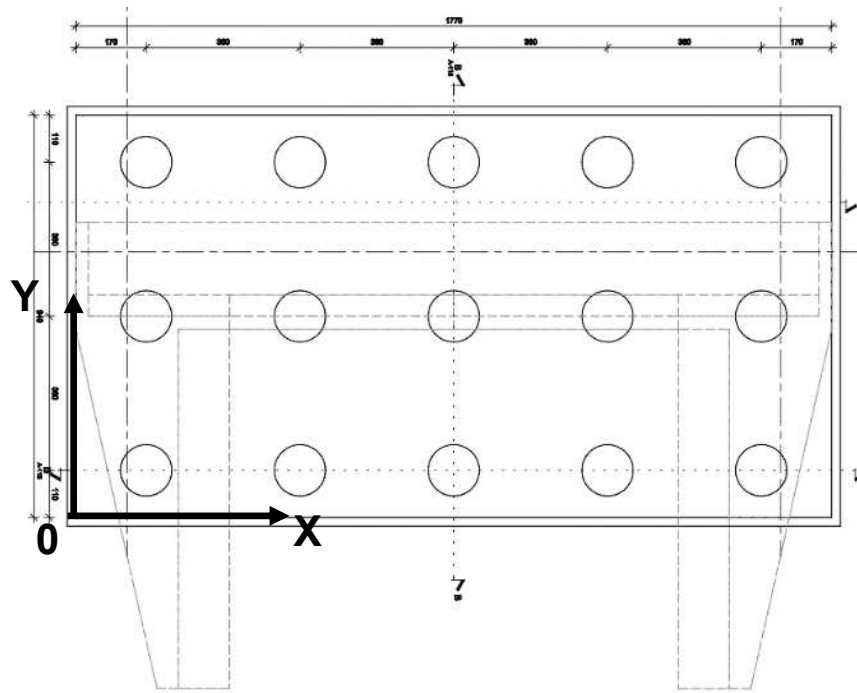
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	20	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3.33	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	1047	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	2355.41	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	8114.66	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	2355.41	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



armatura a flessione

	diametro	passo	strati	POSIZIONE			
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale
				m	m	m	m
armatura inferiore orizzontale	26	15	1	0.00	8.85	0.00	9.40
	26	15	1	8.85	17.70	0.00	9.40
armatura superiore orizzontale	26	15	1	0.00	8.85	0.00	9.40
	26	15	1	8.85	17.70	0.00	9.40
armatura inferiore verticale	26	15	1	0.00	9.40	0.00	8.80
armatura superiore verticale	26	15	1	0.00	9.40	0.00	8.80

armatura a taglio (spilli)

	diametro	passo X	passo Y	POSIZIONE			
				Xiniziale	Xfinale	Yiniziale	Yfinale
				m	m	m	m
	20	30	30	0.00	3.00	6.40	9.40
	20	30	30	3.00	5.50	3.90	6.40
	20	60	60	5.50	12.20	3.90	9.40
	20	30	30	12.20	15.20	3.90	6.40
	20	30	30	15.20	17.70	6.40	9.40
	20	60	60	0.00	17.70	0.00	3.00

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 115 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITIZIA S.p.A. s.r.l. RECUPERO VALUTA AMBIENTE sinergo D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

10.6 Incidenza Acciaio d'armatura-Calcestruzzo

Secondo gli schemi d'armatura descritti nei capitoli precedenti si elencano le incidenze per parti d'opera:

- Elevazioni laterali (muri laterali + muri d'ala) $\approx 110 \text{ kg/m}^3$
- Elevazioni frontali (muri frontali + paraghiaia) $\approx 130 \text{ kg/m}^3$
- Fondazioni $\approx 100 \text{ kg/m}^3$

Per l'intera spalla si indica un'incidenza media $\approx 120 \text{ kg/m}^3$

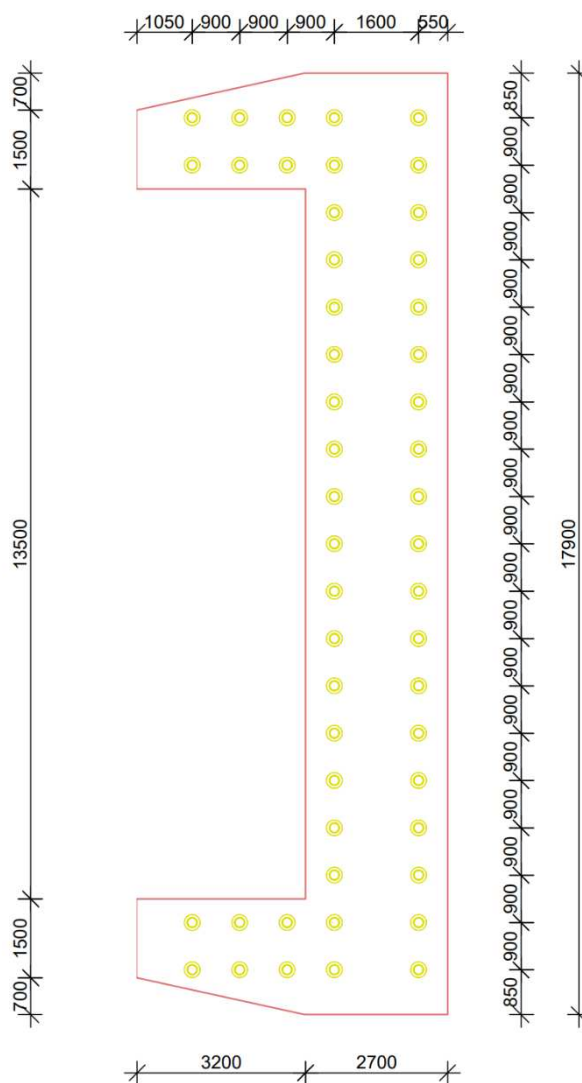
11 VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo è riportato il dimensionamento dei pali di fondazioni delle due spalle del Viadotto Sieve 2.

Nella seguente tabella sono riassunte le caratteristiche di tali fondazioni, mentre nelle seguenti figure è mostrata la disposizione dei pali. Si noti che per la spalla 1 è previsto l'utilizzo di micropali, in quanto la quota di imposta di quest'ultima raggiunge il livello del substrato roccioso PLO, all'interno del quale la realizzazione di pali di grande diametro risulterebbe difficoltosa dal punto di vista operativo.

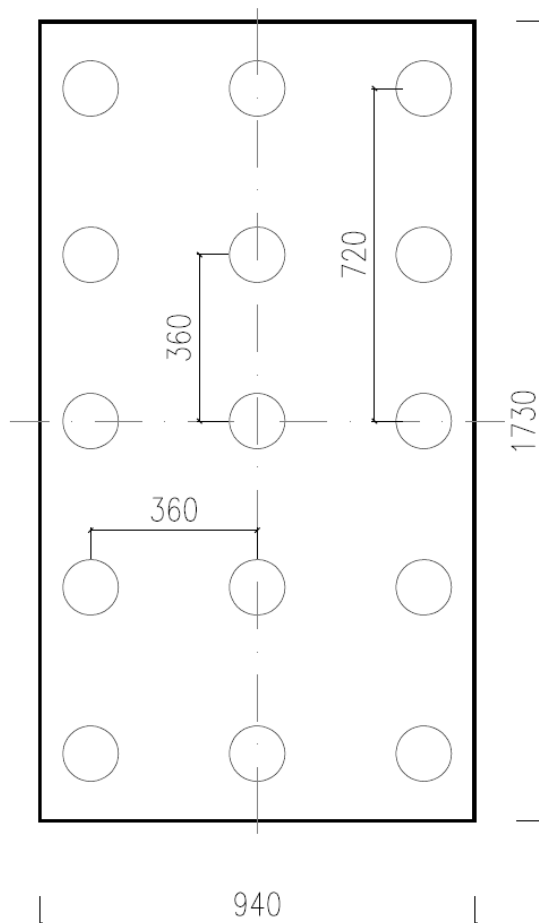
N° spalla	Tipologia dei pali di fondazione	Numero	D [m]	L [m]
1	micropali	50	0.3	12
2	Pali trivellati	15	1.2	12

Fondazione Spalla 1



CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

Fondazioni Spalla 2



11.1 Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 118 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Ad eccezione della stabilità globale, le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle mostrate nel seguito.

Azioni (coefficienti A):

La seguente tabella riporta i fattori di sicurezza parziali da applicare alle azioni nelle diverse combinazioni di carico.

carichi	effetto	coefficiente parziale	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	favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

11.2 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella.

Tipologia di palo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
Resistenza	R3	R3	R3
Base γ_b	1.15	1.35	1.3
Laterale in compressione γ_s	1.15	1.15	1.15
Laterale in trazione γ_{st}	1.25	1.25	1.25

11.3 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza trasversale si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando il coefficiente parziale γ_R riportato in tabella.

Coefficiente parziale (R3)	$\gamma_t = 1.3$
-----------------------------------	------------------

11.4 Condizioni sismiche

Le verifiche di capacità portante dei pali in presenza di azioni sismiche consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ ponendo unitari i coefficienti amplificativi delle azioni e dei materiali e considerando i medesimi coefficienti di cui ai paragrafi 11.2 e 11.3 per le resistenze.

11.5 Capacità portante dei pali di fondazione

Nel seguito si riporta la procedura utilizzata per il calcolo della capacità portante verticale e orizzontale dei pali di fondazione.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	119 di 141
			Data 10/2023	

11.5.1 Capacità portante verticale

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando, cautelativamente, la sola porzione di palo immerso nel substrato roccioso (formazione PLO).

Relativamente al contributo resistente di calcolo laterale del palo $R_{c,k}$, quest'ultimo è stato valutato moltiplicando l'area laterale della porzione di palo immerso in roccia per un valore di aderenza laterale τ_k assunto pari a 450 kPa.

La capacità portante di base $R_{b,k}$ è stata valutata, come suggerito in letteratura (H.G. Poulos and E.H. Davis "Analisi e progettazione di fondazioni su Pali"), considerando il valore minimo fra la tensione resistente di compressione della roccia intatta σ_{ci} e la tensione di resistenza a rottura del calcestruzzo e moltiplicando tale valore per l'area di base del palo.

La capacità portante ultima totale dei pali è stata valutata mediante la seguente espressione:

$$R_k = R_{c,k} + R_{b,k} - W$$

dove:

- $R_{c,k}$ capacità portante caratteristica per attrito laterale
- $R_{b,k}$ capacità portante caratteristica di punta
- W peso del palo

La vigente normativa prevede di calcolare le resistenze caratteristiche $R_{c,k}$ e $R_{b,k}$ sopra menzionate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute considerando i parametri medi e minimi dei terreni, e opportunamente fattorizzate:

$$R_{c/b,k} = \min \left(R_{cal,media} / \xi_3 ; R_{cal,min} / \xi_4 \right)$$

I coefficienti ξ , viceversa, assumono i valori riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali indagate:

numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Data la presenza di una sola verticale di indagine per fondazione, è stato utilizzato un valore del fattore ξ pari a 1.7 (uguale sia per i parametri minimi che per i medi).

La capacità portante di progetto del singolo palo è stata valutata fattorizzando la capacità portante laterale $R_{c,k}$ e la capacità portante di base $R_{b,k}$ mediante i rispettivi coefficienti γ_{R3} per pali di tipo trivellato, definiti in precedenza.

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_s \quad \text{Capacità portante di progetto per attrito laterale in compressione}$$

$$R_{t,d} = R_{c,k} / \gamma_{st} \quad \text{Capacità portante di progetto per attrito laterale in trazione}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b \quad \text{Capacità portante di progetto di punta}$$

$$N_{Rd,c} = R_{c,d} + R_{b,d} - W \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto in compressione}$$

$$N_{Rd,t} = R_{t,d} + W \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto in trazione}$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 120 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ZITAZIA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	  D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

Dove W rappresenta il peso del palo.

Per il calcolo della capacità portante a compressione, il coefficiente parziale amplificativo del peso del palo (γ_G) è stato assunto pari ad 1.3 nelle combinazioni STR e GEO e pari ad 1 nella combinazione SLV.

Per il calcolo della capacità portante a trazione $N_{Rd,t}$ il coefficiente γ_G è stato assunto unitario in tutte le combinazioni.

Per la valutazione della capacità portante verticale dei micropali è stato considerato il solo contributo resistente laterale, valutato in modo analogo ai pali.

La verifica di capacità portante verticale risulta soddisfatta quando valgono le seguenti disequazioni:

- in caso di palo soggetto ad azione di compressione

$$N_{Rd,c} \geq |N_{Ed}|$$

- in caso di palo soggetto ad azione di trazione

$$N_{Rd,t} \geq |N_{Ed}|$$

dove $N_{Rd,c}$ e $N_{Rd,t}$ sono rispettivamente le resistenze di progetto a compressione e a trazione del palo mentre N_{Ed} è l'azione assiale sollecitante in testa al palo.

11.5.2 Capacità portante orizzontale

La verifica di capacità portante orizzontale è stata effettuata, mediante lo svolgimento di un'analisi numerica, con l'ausilio del software Flac 3D, atta allo studio di un singolo palo soggetto a un carico orizzontale in testa. Tale carico è stato definito, come meglio descritto nel seguito, considerando il valore del massimo taglio trasmesso dalla fondazione alla testa del micropalo (considerando tutte le possibili combinazioni di carico studiate per il dimensionamento della struttura della pila) e amplificandolo per i coefficienti di normativa $\xi = 1.7$ e $\gamma_R = 1.3$.

La verifica risulta soddisfatta nel momento in cui, modellando gli elementi strutturali che costituiscono il palo mediante un legame costitutivo elastico – perfettamente plastico e fissando il valore del momento plastico pari al valore momento resistente di progetto del palo, l'analisi numerica raggiunge la convergenza.

La convergenza dell'analisi risulta possibile nel momento in cui non si verificano i seguenti meccanismi di rottura:

- Meccanismo di palo corto: il palo trasla rigidamente;
- Meccanismo di palo intermedio: si genera una cerniera plastica in testa al palo e quest'ultimo ruota rigidamente;
- Meccanismo di palo lungo: si generano due cerniere plastiche (di cui una in testa al palo) e lo spezzone di palo compreso tra esse ruota rigidamente.

11.6 Valutazione delle azioni nei pali di fondazione

Le azioni su ciascun palo di fondazione vengono valutate sotto le ipotesi di:

- platea rigida;
- vincolo di incastro tra pali e platea;
- interazione fra i pali trascurabile (in quanto disposti a una distanza misurata con riferimento all'asse del palo pari ad almeno tre volte il diametro, come suggerito in letteratura);
- rotazione della platea e della testa dei pali impedita.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 121 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

11.6.1 Procedura di calcolo

Per definire le azioni nei pali è stata seguita la seguente procedura di calcolo:

1. Sono state considerate tutte le combinazioni di carico ottenute dallo studio delle pile. In particolare, le sollecitazioni alla base della fondazione sono fornite nelle seguenti sei componenti: carico verticale, taglio e momento flettente nelle direzioni x e y e momento torcente. Mediante le formulazioni analitiche semplificate di seguito riportate è possibile calcolare le massime sollecitazioni in testa ai pali in termini di azione assiale e taglio e definire di conseguenza le combinazioni di carico dimensionanti.

Tali combinazioni sono quelle che massimizzano rispettivamente l'azione assiale e il taglio.

$$N_i = \frac{N}{n} + \left[\frac{(M_x + \sum M_{tix}) \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \right] - \left[\frac{(M_y + \sum M_{tiy}) \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right]$$

$$V_{x,i} = \frac{V_x}{n}$$

$$V_{y,i} = \frac{V_y}{n}$$

Dove, considerando un sistema di riferimento XYZ destrorso avente origine nel baricentro della palificata, asse x longitudinale al viadotto, asse y trasversale al viadotto e asse z rivolto verso l'alto, risultano:

- n, numero di pali;
 - N, azione assiale all'intradosso della platea di fondazione;
 - M_x , momento sulla palificata attorno all'asse x;
 - M_y , momento sulla palificata attorno all'asse y;
 - M_{tix} , momento in testa all'i-esimo palo attorno all'asse x;
 - M_{tiy} , momento in testa all'i-esimo palo attorno all'asse y;
 - x_i , distanza dall'asse y baricentrico della palificata;
 - y_i , distanza dall'asse x baricentrico della palificata;
 - V_x , taglio sulla palificata in direzione x;
 - V_y , taglio sulla palificata in direzione y;
 - $V_{x,i}$, taglio in testa all'i-esimo palo in direzione x;
 - $V_{y,i}$, taglio in testa all'i-esimo palo in direzione y.
2. Per definire le componenti del momento flettente in testa al singolo palo (M_{tix} e M_{tiy}) utilizzate nell'espressione per il calcolo di N_i , di cui al punto precedente, e per ottenere l'andamento delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) lungo lo sviluppo del palo, sono state effettuate delle analisi numeriche con l'ausilio del software Flac 3D, studiando il singolo palo caricato in testa dalla forza di taglio precedentemente ricavata. In particolare:
 - a. Per ottenere le azioni in testa ai pali N_i , necessarie sia per effettuare le verifiche di capacità portante verticale dei pali, sia per dimensionare strutturalmente le platee di fondazione, nelle analisi Flac è stato considerato un carico orizzontale in testa al palo pari all'azione di taglio ricavata dalla combinazione di carico che fornisce la massima azione assiale in testa al palo; quest'ultima ottenuta senza considerare il rispettivo contributo aggiuntivo dovuto al vincolo di incastro che genera un momento flettente in testa al palo.
 - b. Per valutare le sollecitazioni lungo il fusto del palo, nelle analisi numeriche, è stato considerato un carico orizzontale in testa al palo pari alla massima azione di taglio ottenuta considerando tutte le possibili combinazioni di carico sulla platea.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	122 di 141
			Data 10/2023	

3. Per effettuare la verifica geotecnica di capacità portante orizzontale, nelle analisi numeriche è stato considerato il carico in testa al palo di cui al precedente punto b amplificandolo per i coefficienti di normativa di cui al Paragrafo 11.5.2.

11.7 Analisi numeriche – fondazioni su pali di grande diametro

Nel seguito sono riportati i dati di input e i risultati delle analisi numeriche nonché le verifiche geotecniche e strutturali validi per i pali di fondazione della spalla 2 del Viadotto Sieve 2.

11.7.1 Configurazioni di studio e dati di input delle analisi

In Appendice, al Capitolo 12; sono riportate tutte le combinazioni di carico ottenute dallo studio di ciascuna delle spalle del Viadotto Sieve 2, agenti all'intradosso delle rispettive platee di fondazione.

Le analisi di seguito riportate sono state svolte considerando gli scarichi sulla spalla 2.

Con riferimento alle tabelle riportate in Appendice, al Capitolo 12; le due configurazioni di carico all'intradosso del plinto di fondazione considerate nelle analisi numeriche risultano essere la numero 7 (che massimizza il carico verticale) e la numero 17 (che massimizza il taglio in testa al palo).

Combinazione numero	Output case	Tx	Ty	N	Mx	My	Mt
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
7	SLU_07p	-1333	8419	71180	12716	-10683	1403
17	SLV_01	-7504	8450	55069	-1773	-26110	8612

Di seguito si riportano le indicazioni sulla stratigrafia di calcolo utilizzata nelle analisi.

Formazione	z [m]	γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg]	E [MPa]
bn	5.5	18	21	5	35	31
PLO-alt	7	25	25	84	52	436
PLO	-	25	25	213	57	1301

Nella tabella la profondità z è misurata a partire dalla quota di intradosso della platea di fondazione.

Nelle analisi è stato considerato un sovraccarico pari a 90 kPa, dovuto alla presenza di circa 5 m di terreno (formazione bn con $\gamma_n = 18$ kN/m³) al di sopra della quota di imposta dei pali.

La falda è stata considerata alla quota di imposta dei pali.

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche del palo considerate nelle analisi.

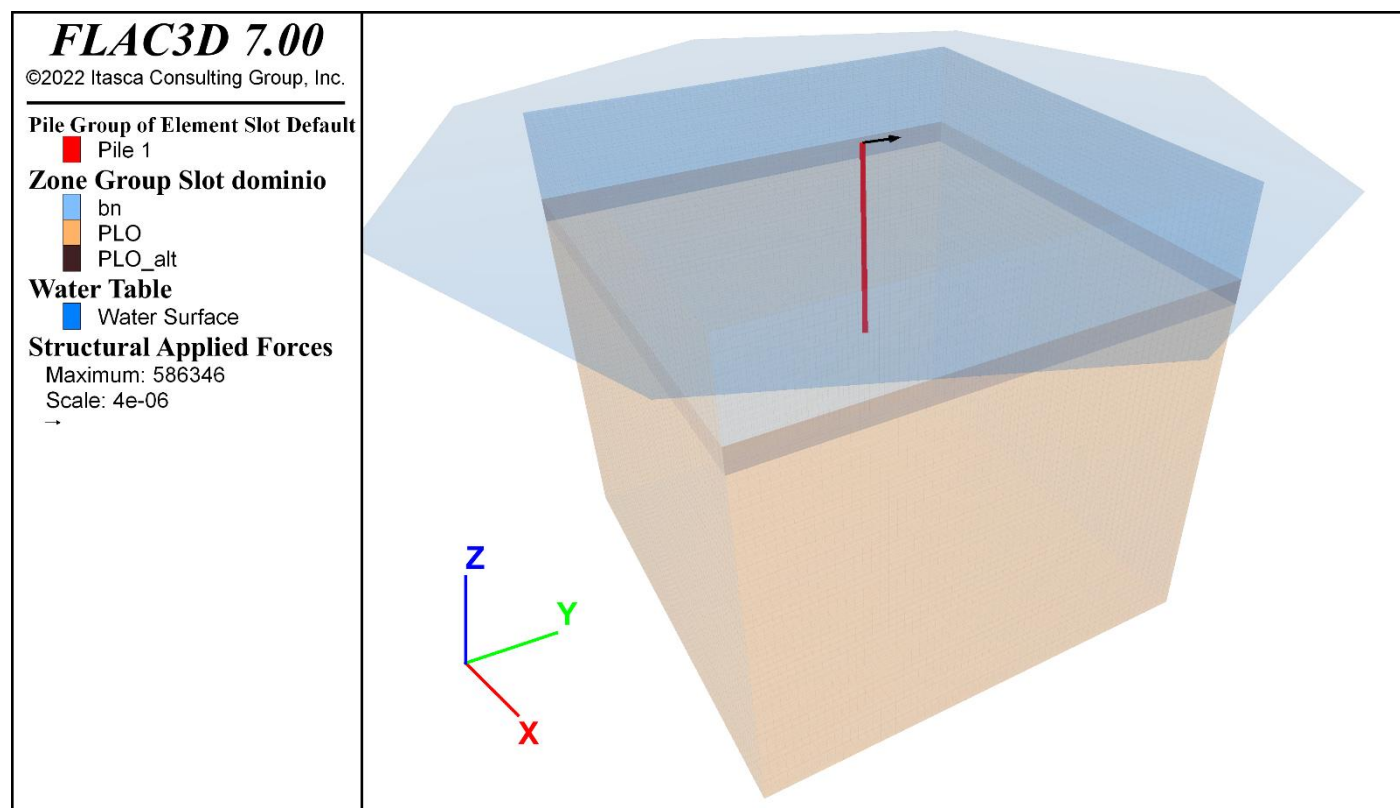
Dimetro [m]	1.2
Momento di inerzia x [m ⁴]	0.1018
Momento di inerzia y [m ⁴]	0.1018
Momento di inerzia polare [m ⁴]	0.2036
Lunghezza [m]	12
Rigidezza dell'interfaccia - molle ortogonali [N/m ²]	1.00E+10
Rigidezza dell'interfaccia - molle tangenziali [N/m ²]	1.00E+10
Momento plastico [kNm]	4800

Di seguito si riporta un'immagine con la vista del modello di calcolo realizzato con il software Flac 3D.

Il modello numerico presenta una geometria cubica con lato 30 m e gli elementi della mesh sono anch'essi cubici con lato 0.5 m.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 123 di 141
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

In sommità al palo è applicato un vincolo che impedisce la rotazione, in tal modo è possibile simulare l'incastro fra la testa del palo e la platea di fondazione.



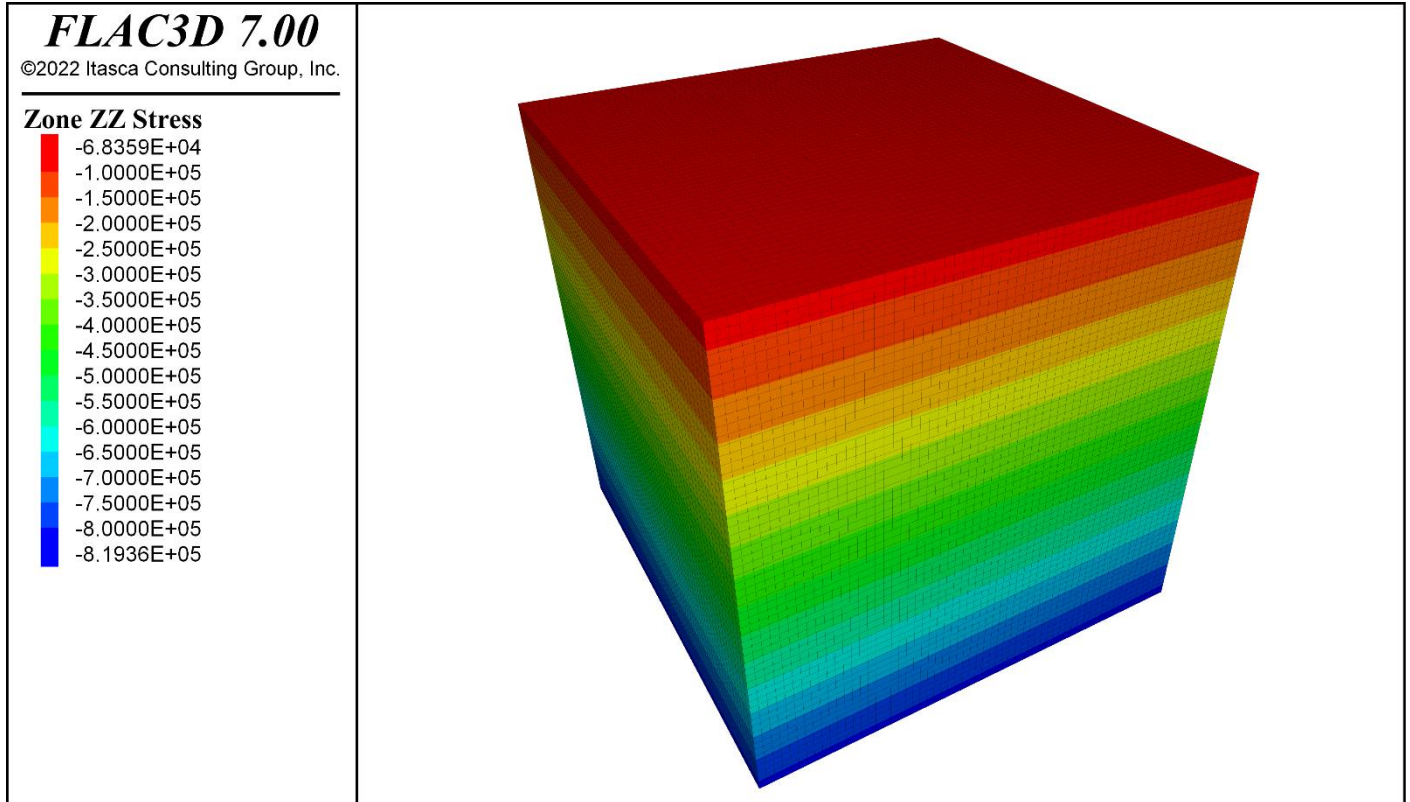
11.7.2 Risultati delle analisi numeriche

Considerando le combinazioni di carico identificate al paragrafo precedente, sono state effettuate le analisi considerando le seguenti tre configurazioni di carico orizzontale in testa al palo:

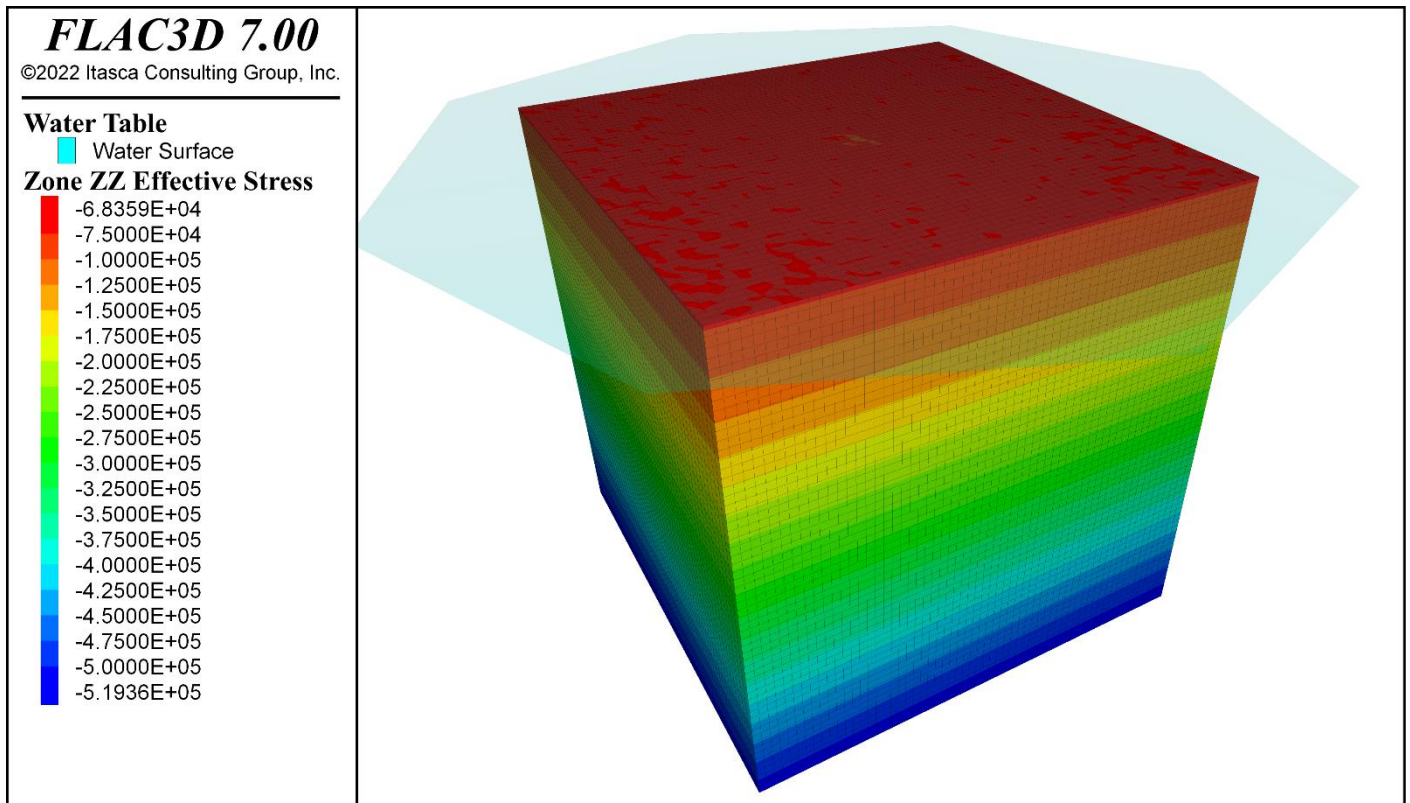
1. Taglio in testa al palo ricavato dalla combinazione 7, che massimizza l'azione assiale in testa al palo: $T_N = 586 \text{ kN}$ ($T_{x,N} = -79 \text{ kN}$; $T_{y,N} = 581 \text{ kN}$).
2. Taglio massimo in testa al palo per effettuare le verifiche strutturali, fornito dalla combinazione 17: $T_{max} = 883 \text{ kN}$ ($T_{x,max} = -560 \text{ kN}$; $T_{y,max} = 683 \text{ kN}$).
3. Taglio in testa al palo per effettuare la verifica geotecnica a capacità portante orizzontale, come descritto al Paragrafo 11.5.2, ottenuto amplificando il valore del taglio massimo di cui al punto precedente: $T_H = 1951.4 \text{ kN}$ ($T_{x,H} = 1237.6 \text{ kN}$; $T_{y,H} = 1509.4 \text{ kN}$).

Di seguito si riportano le immagini dei risultati.

Stato di sforzo geostatico in direzione verticale (sforzi totali)

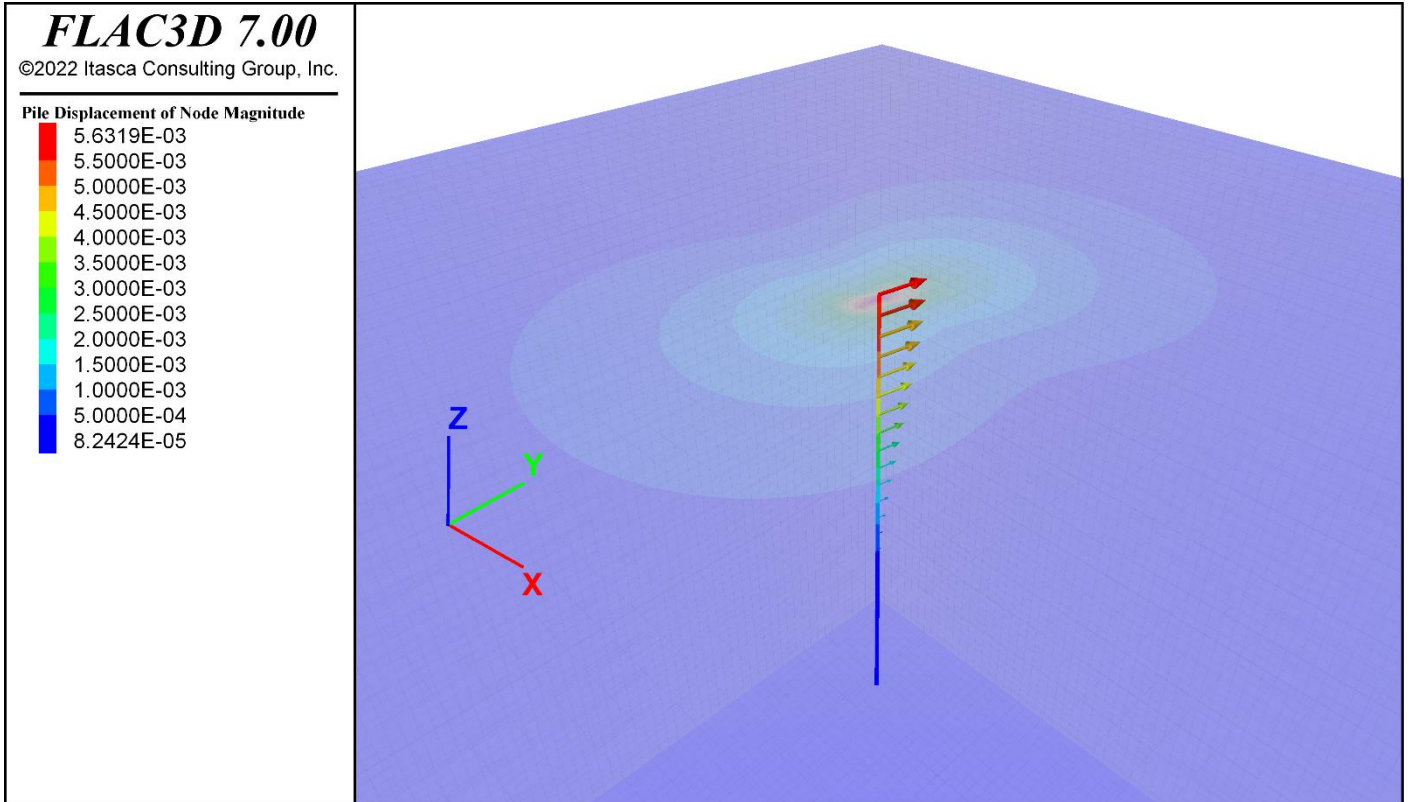


Stato di sforzo geostatico in direzione verticale (sforzi efficaci)

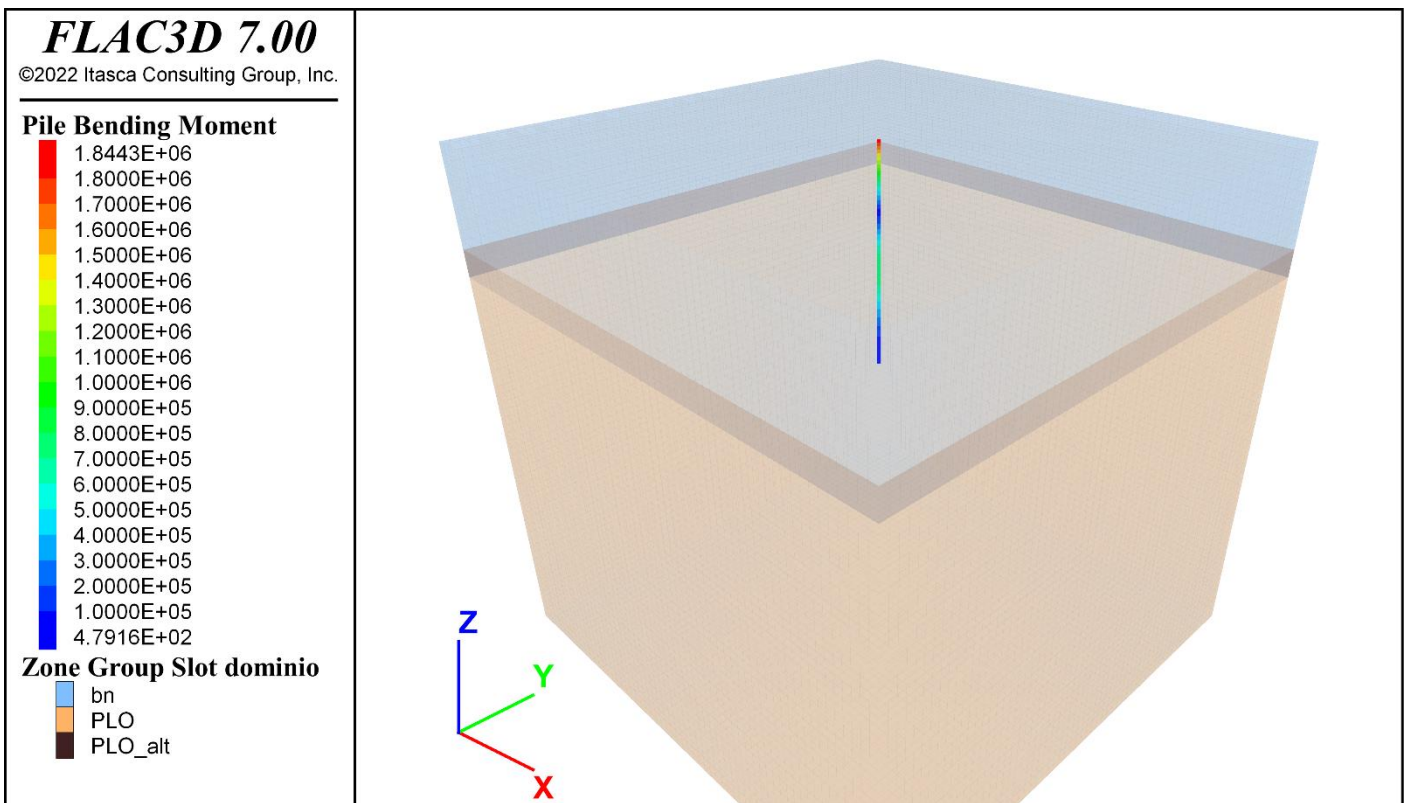


CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. A	FOGLIO 125 di 141
				Data 10/2023

Spostamento orizzontale del palo – Configurazione 1

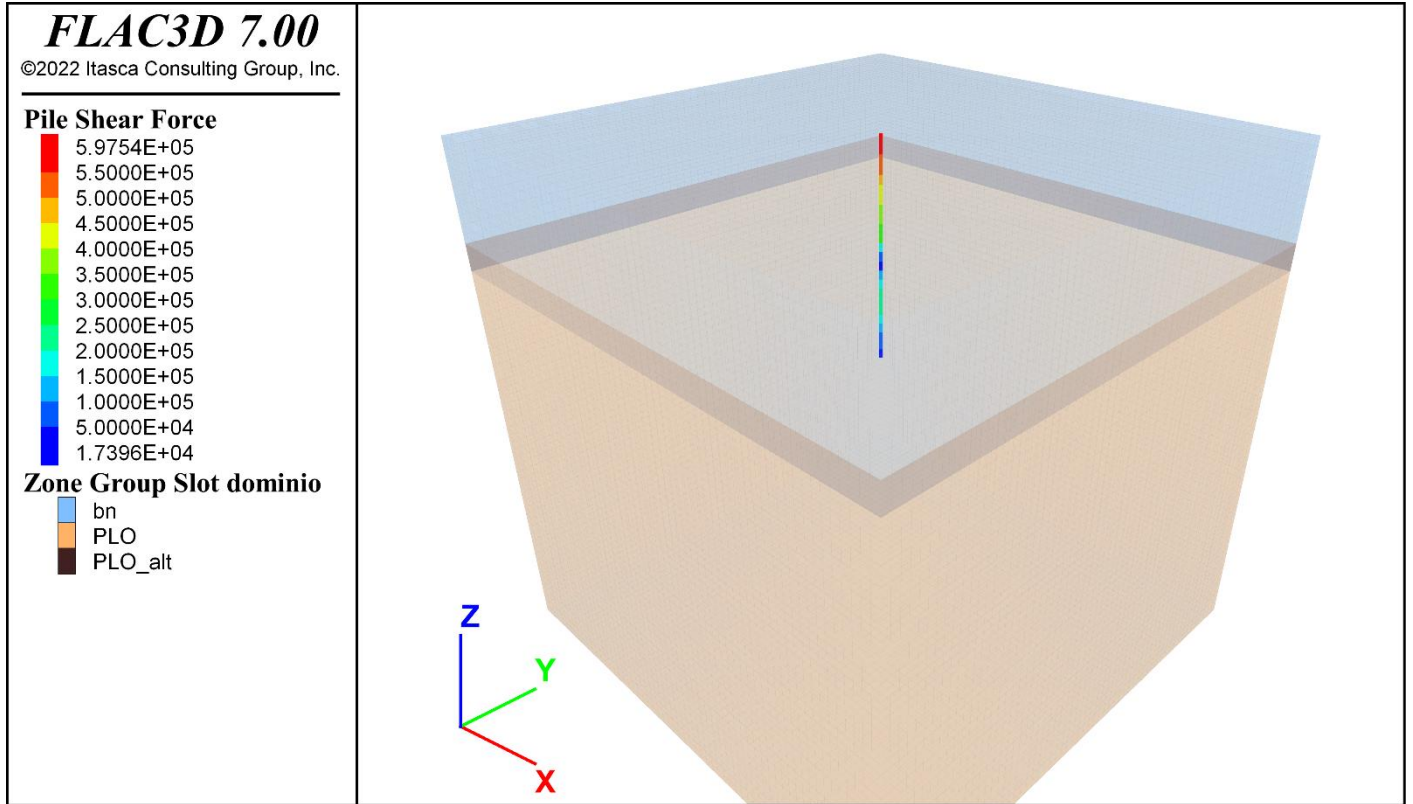


Momento flettente nel palo – Configurazione 1

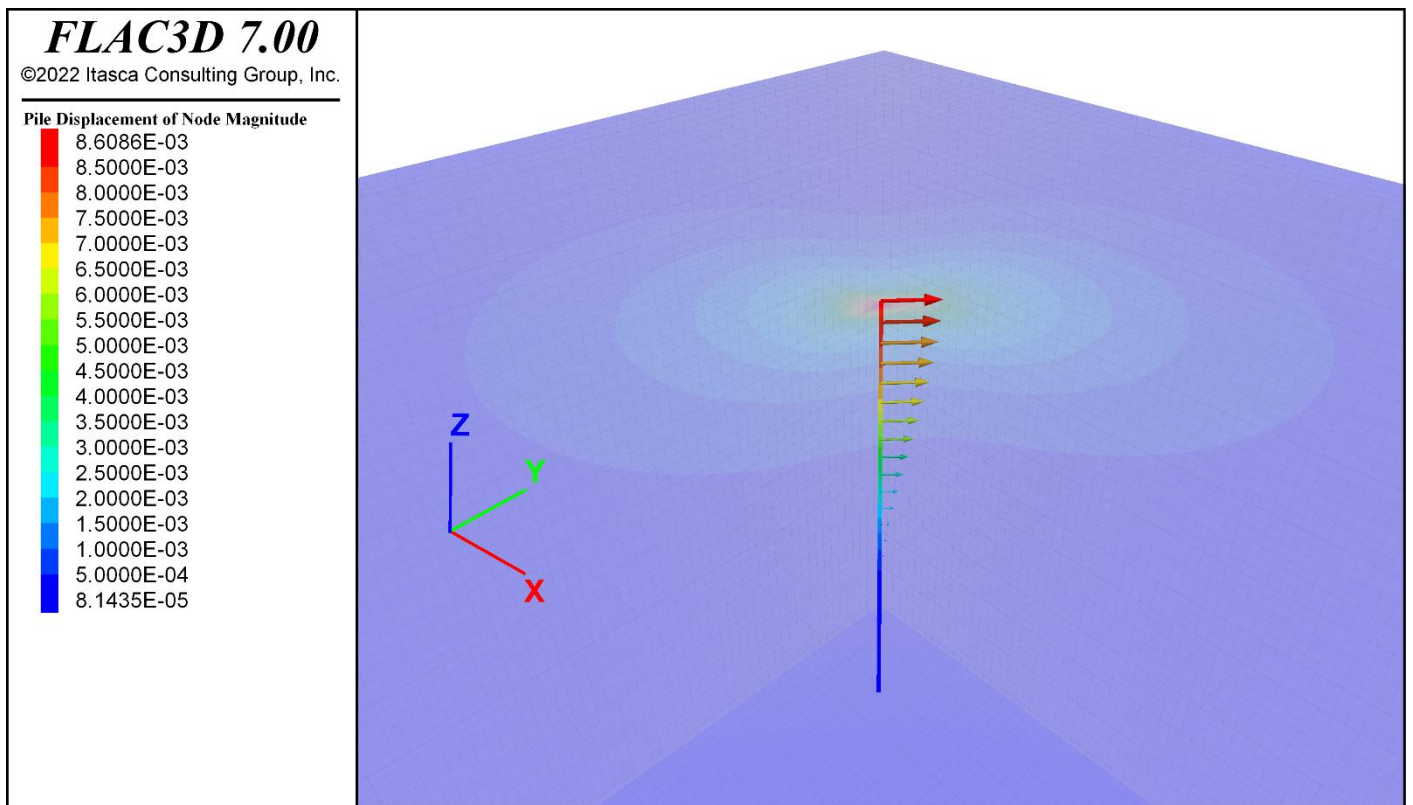


CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  EITRIMA s.r.l. INGENGERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE		REV. A	FOGLIO 126 di 141
	 sinergo				 D_VA D_VisionArchitecture	
Data 10/2023						

Azione di taglio nel palo – Configurazione 1

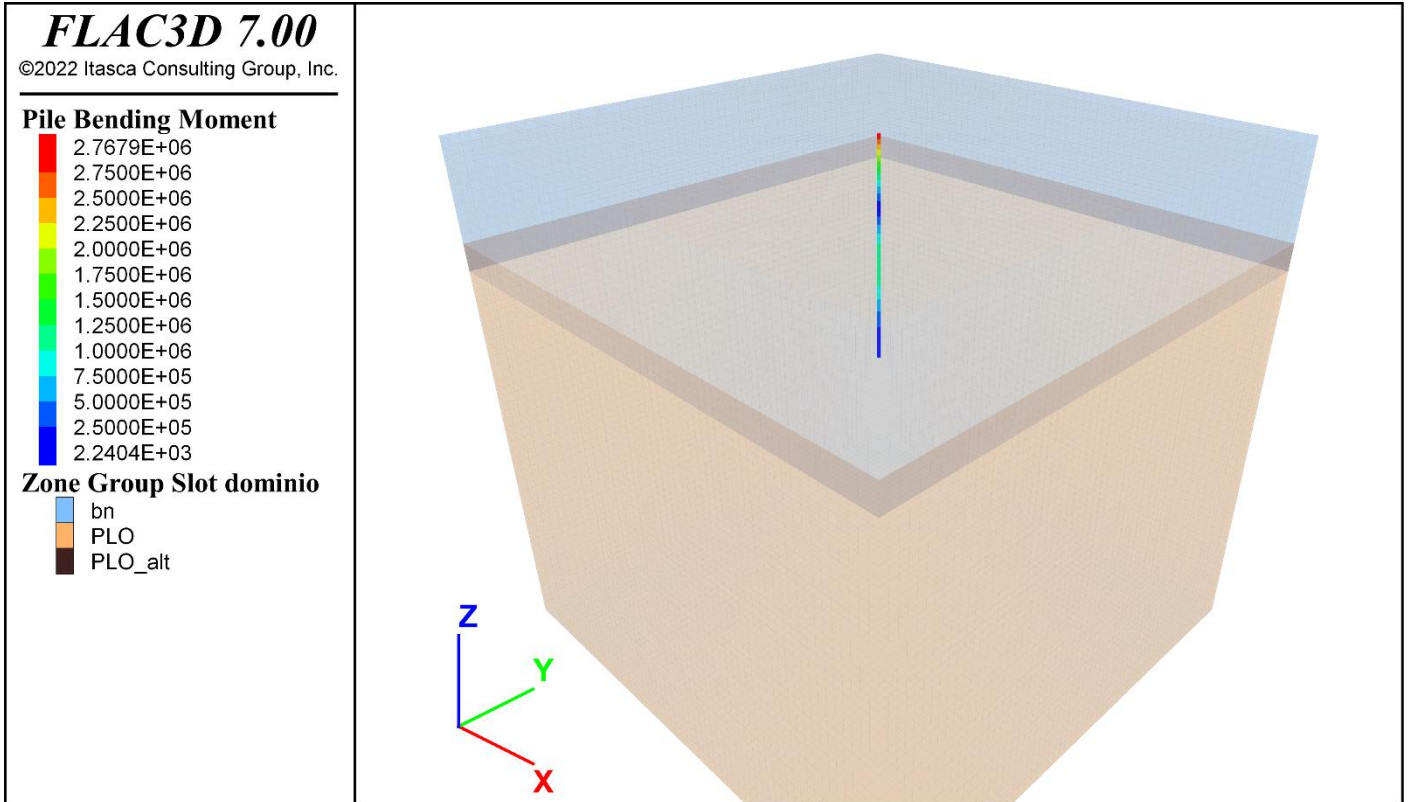


Spostamento orizzontale del palo – Configurazione 2

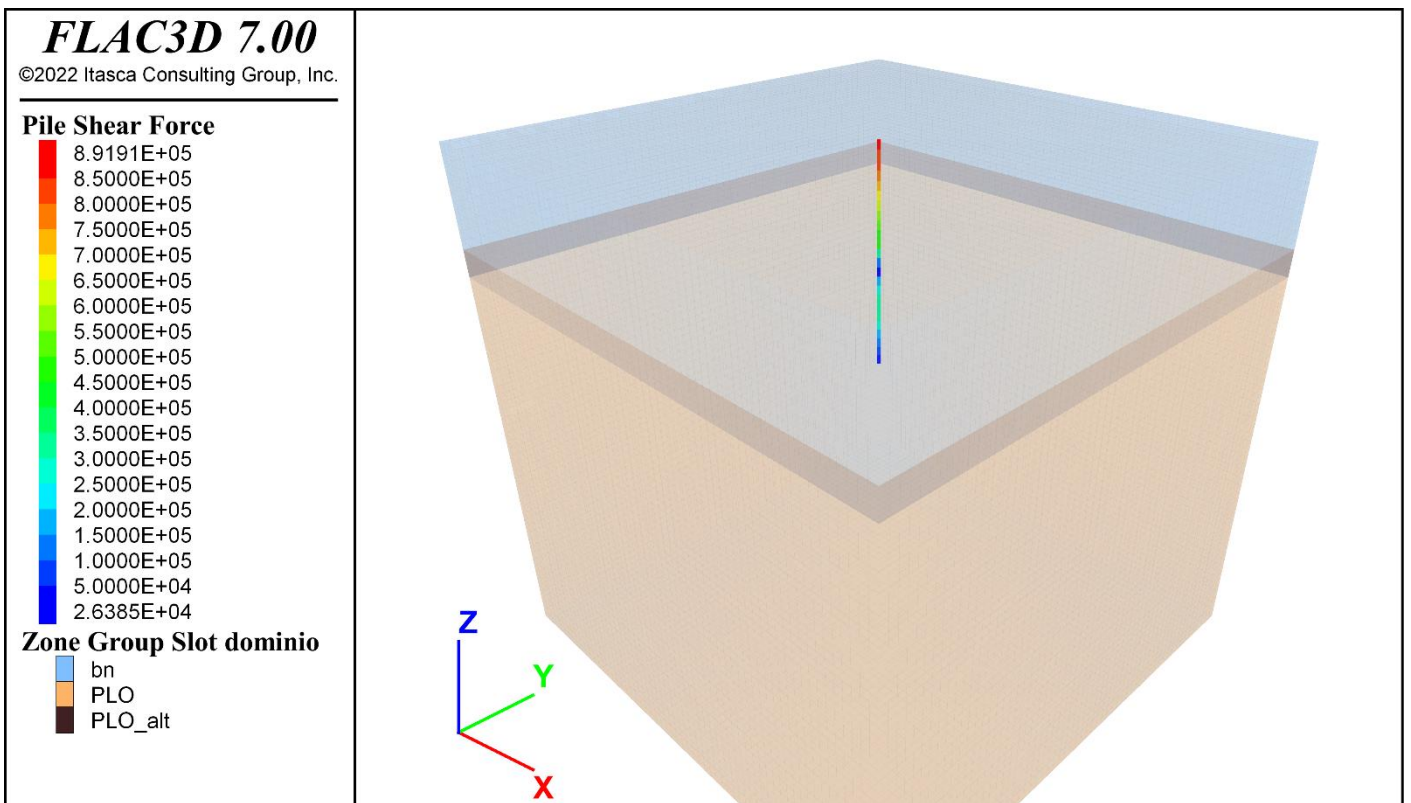


CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  EITRIMA s.r.l. INGENNERIA VALUTA AMBIENTE		REV. A	FOGLIO 127 di 141
					Data 10/2023	

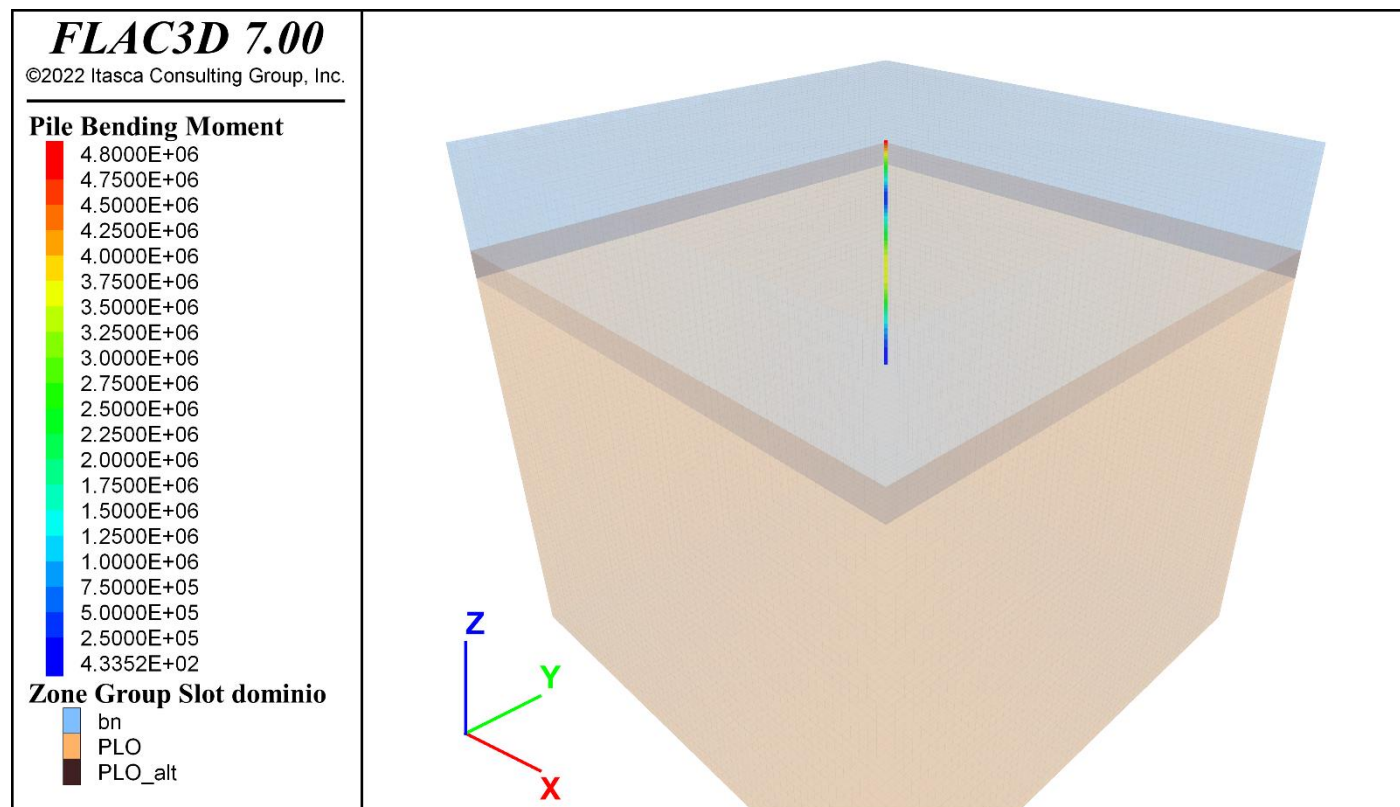
Momento flettente nel palo – Configurazione 2



Azione di taglio nel palo – Configurazione 2



Momento flettente nel palo – Configurazione 3



11.7.3 Definizione dei carichi verticali in testa ai pali

Seguendo la procedura di calcolo descritta al Paragrafo 11.6.1 e considerando il valore del momento flettente massimo in testa al palo ($M = 1844 \text{ kNm}$) fornito dall'analisi in configurazione 1, è possibile valutare l'incremento di azione assiale da utilizzare per ottenere i carichi verticali in testa ai pali.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Spalla 2				Combinazione:							7
PALO	x_i	y_i	d_i	$V_{i,x}$	$V_{i,y}$	$V_{i,tot}$	delta Mx	delta My	N (senza incastro in testa al palo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
1	7.2	3.6	8.0	-79.1	541.7	547.5	221.0	-1623.0	4900.7	-358.8	4542.0
2	7.2	0.0	7.2	-88.9	541.7	549.0	221.0	-1623.0	4547.5	-450.8	4096.7
3	7.2	-3.6	8.0	-98.6	541.7	550.7	221.0	-1623.0	4194.3	-542.9	3651.4
4	3.6	3.6	5.1	-79.1	551.5	557.1	221.0	-1623.0	4999.6	-133.3	4866.3
5	3.6	0.0	3.6	-88.9	551.5	558.6	221.0	-1623.0	4646.4	-225.4	4421.0
6	3.6	-3.6	5.1	-98.6	551.5	560.2	221.0	-1623.0	4293.2	-317.5	3975.7
7	0.0	3.6	3.6	-79.1	561.2	566.8	221.0	-1623.0	5098.6	92.1	5190.6
8	0.0	0.0	0.0	-88.9	561.2	568.2	221.0	-1623.0	4745.3	0.0	4745.3
9	0.0	-3.6	3.6	-98.6	561.2	569.8	221.0	-1623.0	4392.1	-92.1	4300.0
10	-3.6	3.6	5.1	-79.1	571.0	576.4	221.0	-1623.0	5197.5	317.5	5515.0
11	-3.6	0.0	3.6	-88.9	571.0	577.9	221.0	-1623.0	4844.3	225.4	5069.7
12	-3.6	-3.6	5.1	-98.6	571.0	579.4	221.0	-1623.0	4491.0	133.3	4624.4
13	-7.2	3.6	8.0	-79.1	580.7	586.1	221.0	-1623.0	5296.4	542.9	5839.3
14	-7.2	0.0	7.2	-88.9	580.7	587.5	221.0	-1623.0	4943.2	450.8	5394.0
15	-7.2	-3.6	8.0	-98.6	580.7	589.0	221.0	-1623.0	4590.0	358.8	4948.7

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	129 di 141
			Data 10/2023	

11.7.4 Verifiche del palo

11.7.4.1 Verifiche di capacità portante verticale

Considerando i risultati di cui al Paragrafo 11.7.3, il massimo carico verticale N_{Ed} risulta essere pari a 5839.3 kN.

La capacità portante verticale, valutata secondo la formulazione descritta al Paragrafo 11.5.1, risulta essere (considerando il minimo valore di immersione del palo nello strato roccioso di 3.6 m, pari a tre volte il diametro del palo):

$$R_{c,d} = \frac{\tau_k \cdot D \cdot \pi \cdot L_{immorsamento}}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{450 \text{ kPa} \cdot 1.2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 3.6 \text{ m}}{1.7 \cdot 1.15} = 3123.9 \text{ kN}$$

$$R_{b,d} = \frac{\sigma_{ci} \cdot D^2 \cdot \pi}{4 \cdot \xi \cdot \gamma_R} = \frac{46.5 \text{ MPa} \cdot 1.2^2 \cdot \pi}{4 \cdot 1.7 \cdot 1.35} = 22915 \text{ kN}$$

Considerando la resistenza a compressione del calcestruzzo la resistenza alla base risulta essere:

$$R_{b,cls,d} = \frac{f_{cd} \cdot D^2 \cdot \pi}{4} = \frac{18.8 \text{ MPa} \cdot 1.2^2 \cdot \pi}{4} = 21262 \text{ kN}$$

Anche considerando il peso del palo di lunghezza 12 m, ovvero $W = 339.3 \text{ kN}$, la verifica a capacità portante verticale risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{Rd,c} = 24385.9 \text{ kN} \geq 6178.6 \text{ kN} = |N_{Ed}|$$

11.7.4.2 Verifica di capacità portante orizzontale

La verifica a capacità portante orizzontale può essere considerata soddisfatta in quanto l'analisi numerica nella configurazione 3, che tiene conto del carico orizzontale massimo in testa al palo, amplificato per i coefficienti di normativa di riduzione delle resistenze, risulta raggiungere l'equilibrio senza che si verifichi nessuno dei cinematismi di collasso di cui al Paragrafo 11.5.2; in caso contrario, l'analisi numerica non riuscirebbe a convergere.

11.7.4.3 Verifiche strutturali del palo

Di seguito si riporta il calcolo del momento e del taglio resistente del palo, realizzato con calcestruzzo classe C32/40, il quale risulta armato mediante 58 ϕ 26 longitudinali e una spirale ϕ 14 con passo 30 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 58

Diametro barre: 2.6 [cm]

Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN

M_{xEd}: 0 kNm

M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C30/37
ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰
E_s : 200'000 N/mm ²	f_{cd} : 17
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 11.5
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0.6933
	τ_{c1} : 2.029

M_{xRd}: 4'821 kN m

σ_c : -17 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 6.841 ‰

d: 110 cm

x: 37.23 x/d: 0.3385

δ : 0.8631

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	131 di 141
			Data 10/2023	

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	891.90	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1091	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1350	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	n	=	58	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	30798	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0200	--

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	79	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	14	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	300	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	308	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.30	<	9.58	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	1033.67	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	4671.03	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	1033.67	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto i valori resistenti di progetto di momento e taglio superano i valori sollecitanti.

11.8 Analisi numeriche – fondazione su micropali

Nel seguito sono riportati i dati di input e i risultati delle analisi numeriche nonché le verifiche geotecniche e strutturali validi per i micropali di fondazione della spalla 1 del Viadotto Sieve 2

11.8.1 Configurazioni di studio e dati di input delle analisi

Nella seguente tabella sono riportate le due configurazioni di carico all'intradosso del plinto di fondazione della spalla 1 considerate nelle analisi numeriche che massimizzano rispettivamente il carico verticale l'azione di taglio in testa al micropalo.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
			A	132 di 141
			Data 10/2023	

Combinazione numero	Output case	Tx	Ty	N	Mx	My	Mt
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	SLU	246	400	11568	880	4720	220
2	SLV	0	1200	6295	2640	1845	660

Di seguito si riportano le indicazioni sulla stratigrafia di calcolo utilizzata nelle analisi.

Formazione	z [m]	γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [deg]	E [MPa]
PLO-alt	5	25	25	84	52	436
PLO	-	25	25	213	57	1301

Nella tabella la profondità z è misurata a partire dalla quota di intradosso della platea di fondazione.

Nelle analisi è stato considerato un sovraccarico pari a 50 kPa, dovuto alla presenza di circa 2 m di formazione GLG_alt (con $\gamma_n = 25$ kN/m³) al di sopra della quota di imposta dei micropali.

La falda è stata considerata, cautelativamente, alla quota di imposta dei micropali.

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche del micropalo considerate nelle analisi.

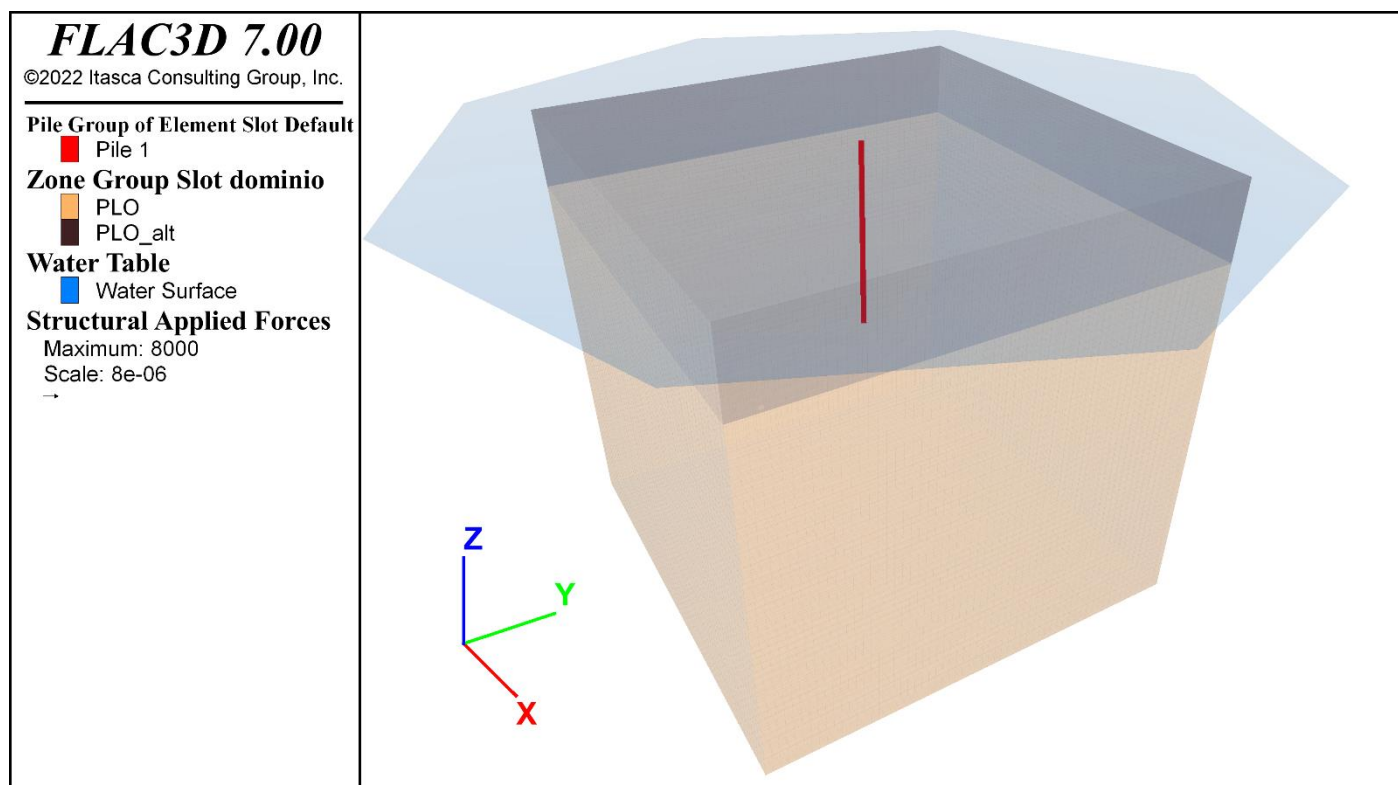
Dimetro [m]	0.3
Momento di inerzia x [m ⁴]	0.0004
Momento di inerzia y [m ⁴]	0.0004
Momento di inerzia polare [m ⁴]	0.0008
Lunghezza [m]	10
Rigidezza dell'interfaccia - molle ortogonali [N/m ²]	1.00E+10
Rigidezza dell'interfaccia - molle tangenziali [N/m ²]	1.00E+10
Momento plastico [kNm]	138.98

Di seguito si riporta un'immagine con la vista del modello di calcolo realizzato con il software Flac 3D.

Il modello numerico presenta una geometria cubica con lato 30 m e gli elementi della mesh sono anch'essi cubici con lato 0.5 m.

In sommità al micropalo è applicato un vincolo che impedisce la rotazione, in tal modo è possibile simulare l'incastro fra la testa del micropalo e la platea di fondazione.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 133 di 141
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI STREMA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	sinergo D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	



11.8.2 Risultati delle analisi numeriche

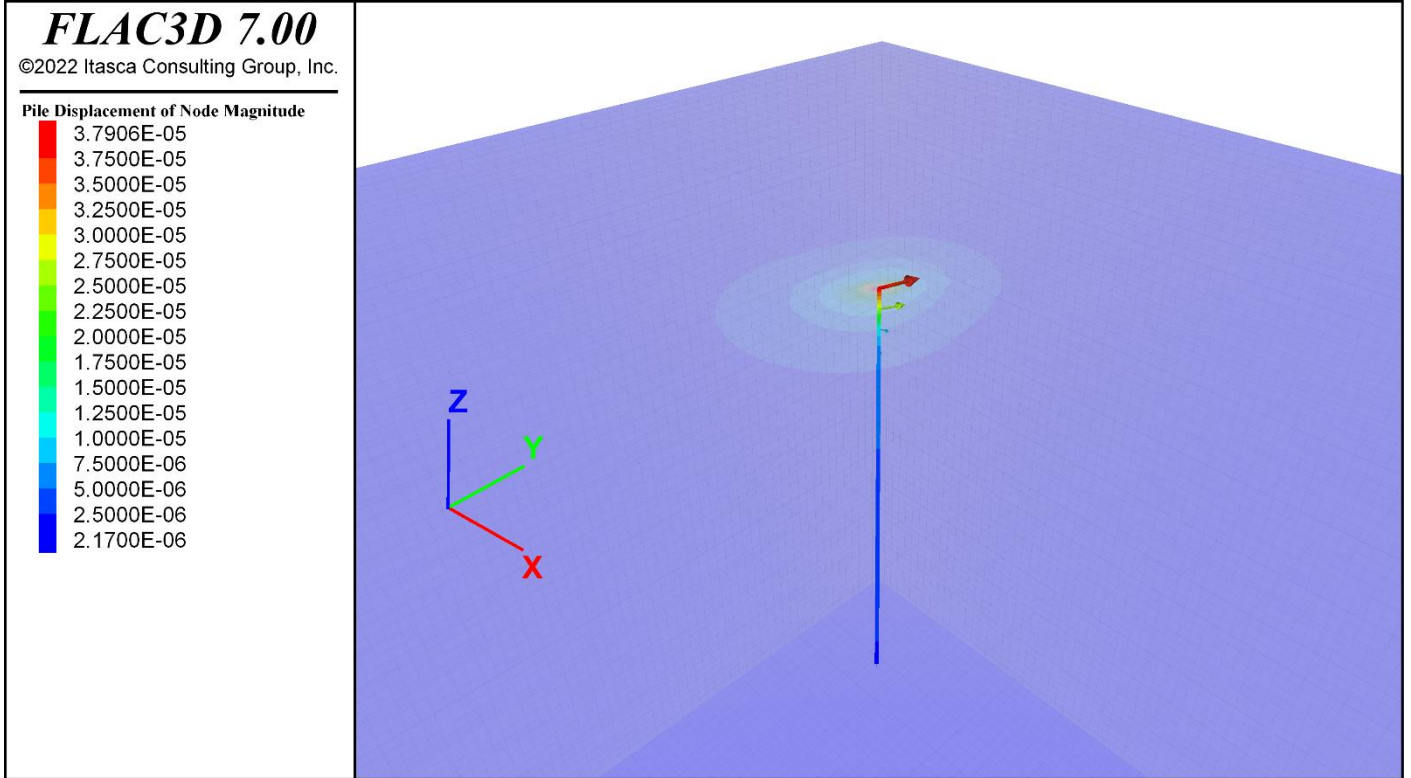
Considerando le combinazioni di carico identificate al paragrafo precedente, sono state effettuate le analisi considerando le seguenti tre configurazioni di carico orizzontale in testa al palo:

1. Taglio in testa al palo ricavato dalla combinazione 1, che massimizza l'azione assiale in testa al micropalo: $T_N = 10 \text{ kN}$ ($T_{x,N} = 6 \text{ kN}$; $T_{y,N} = 8 \text{ kN}$).
2. Taglio massimo in testa al micropalo per effettuare le verifiche strutturali, fornito dalla combinazione 2: $T_{max} = 25 \text{ kN}$ ($T_{x,max} = 3 \text{ kN}$; $T_{y,max} = 25 \text{ kN}$).
3. Taglio in testa al micropalo per effettuare la verifica geotecnica a capacità portante orizzontale, come descritto al Paragrafo 11.5.2, ottenuto amplificando il valore del taglio massimo di cui al punto precedente: $T_H = 55 \text{ kN}$ ($T_{x,H} = 6.6 \text{ kN}$; $T_{y,H} = 55 \text{ kN}$).

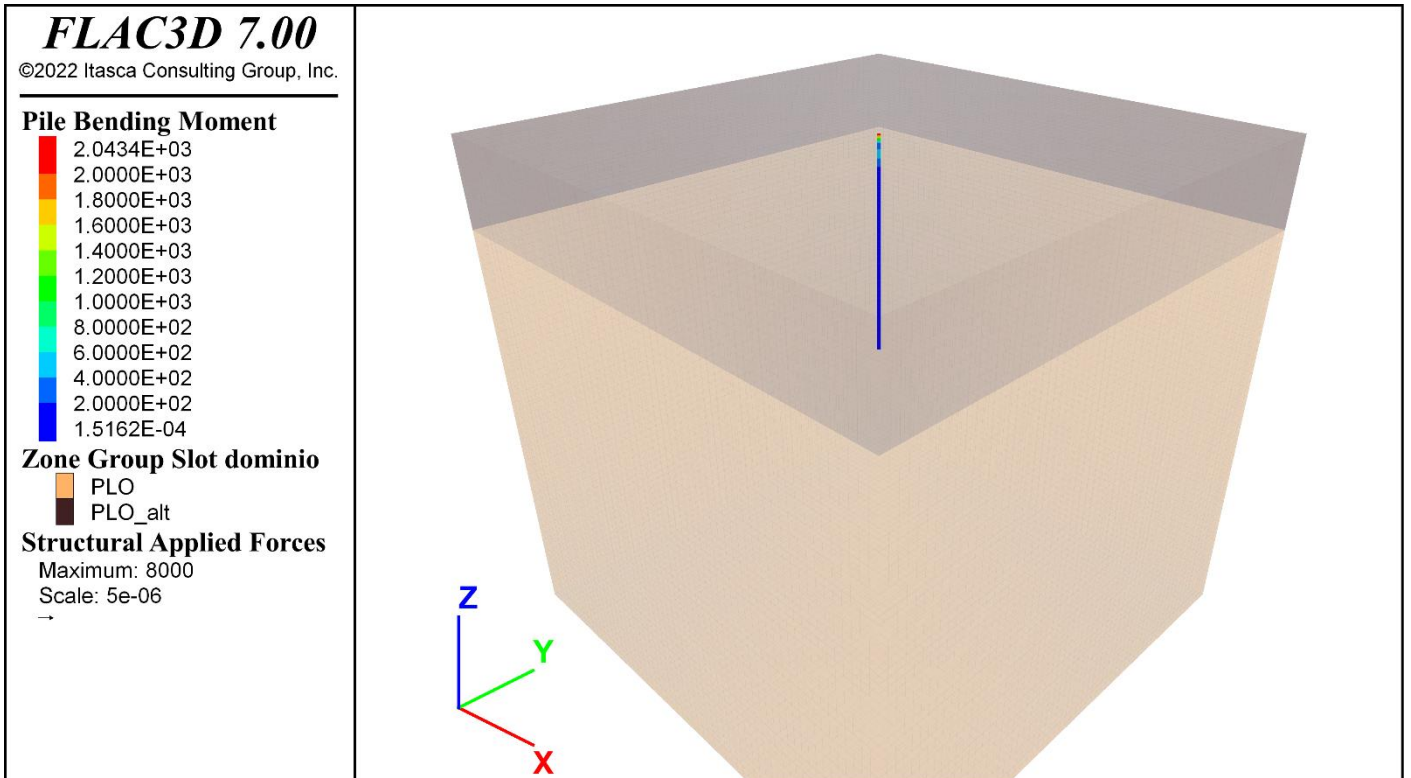
Di seguito si riportano le immagini dei risultati.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. A	FOGLIO 134 di 141
				Data 10/2023

Spostamento orizzontale del micropalo – Configurazione 1

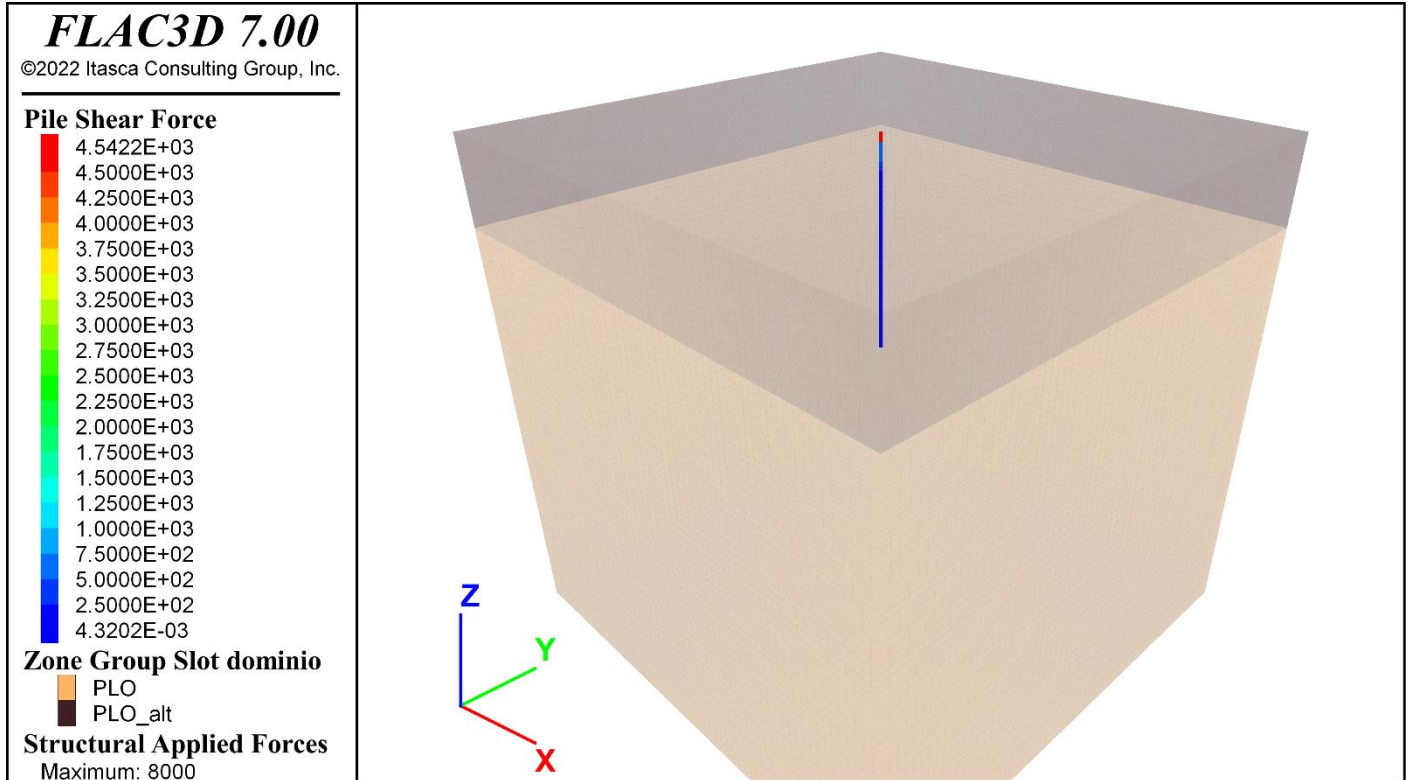


Momento flettente nel micropalo – Configurazione 1

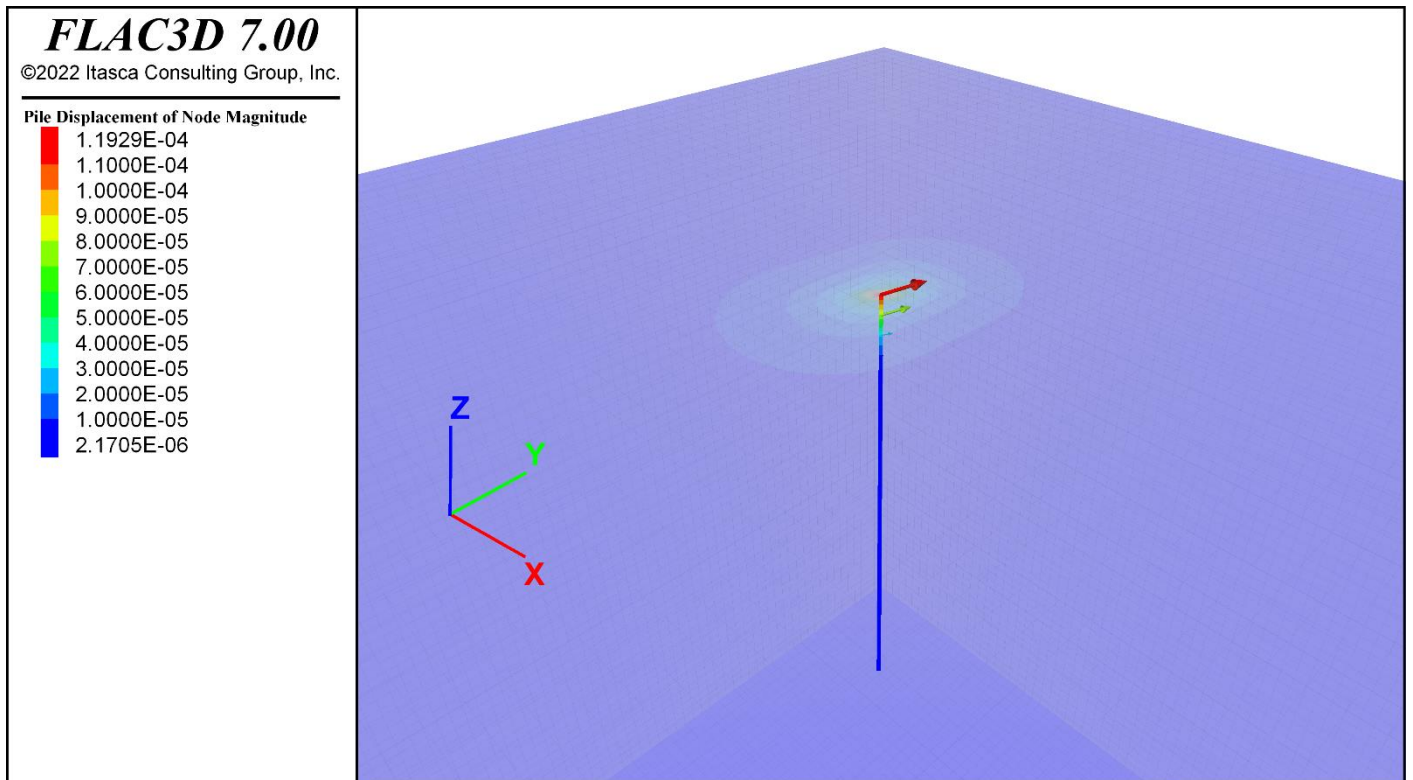


CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. A	FOGLIO 135 di 141
				Data 10/2023

Azione di taglio nel micropalo – Configurazione 1

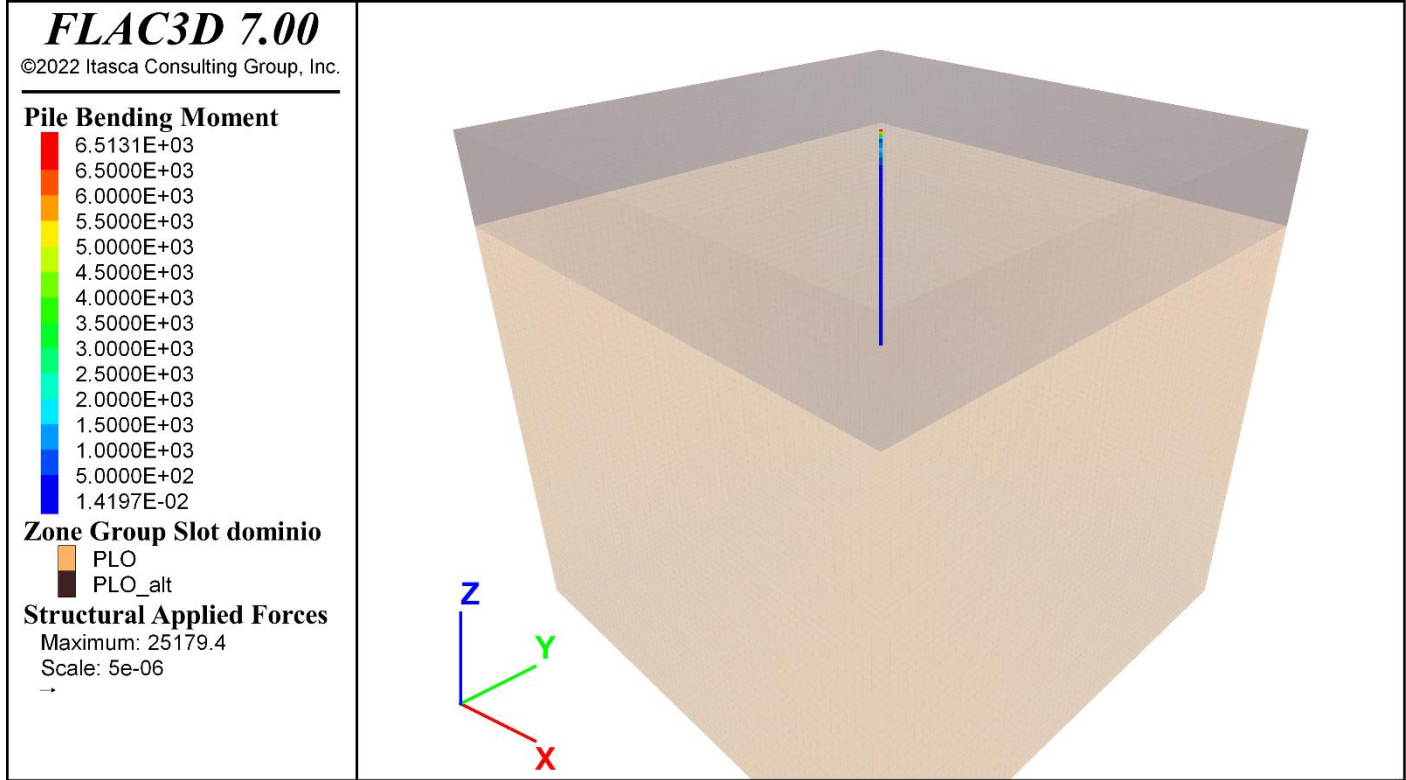


Spostamento orizzontale del micropalo – Configurazione 2

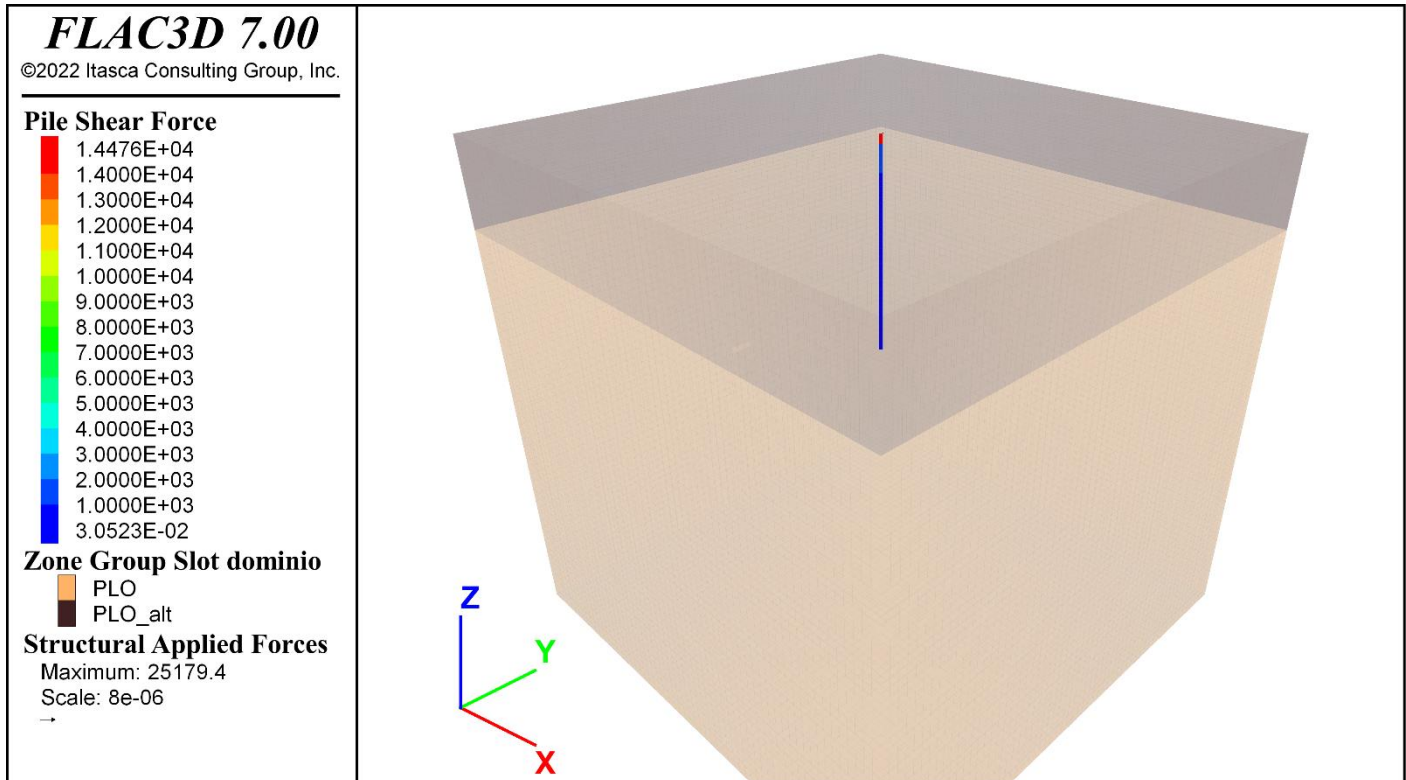


CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI  		REV. A	FOGLIO 136 di 141
				Data 10/2023

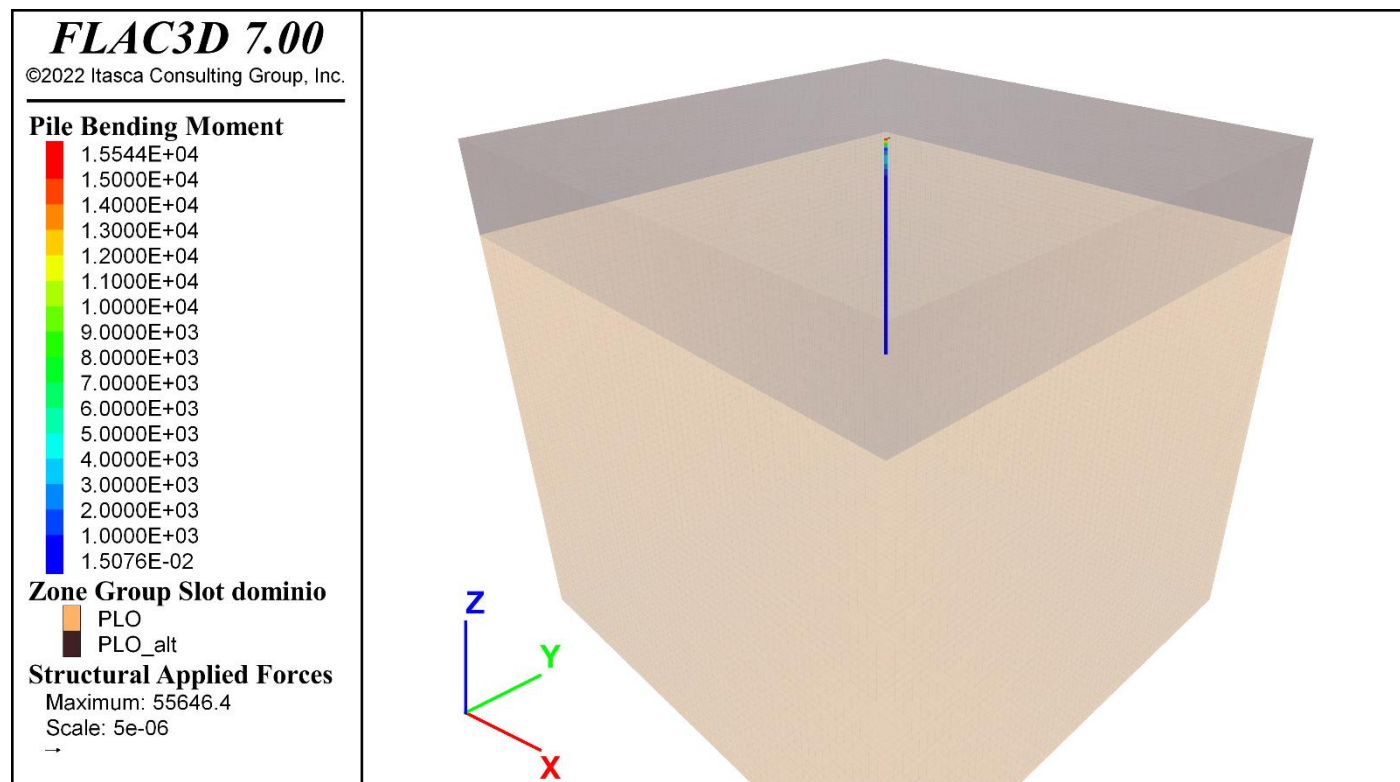
Momento flettente nel micropalo – Configurazione 2



Azione di taglio nel micropalo – Configurazione 2



Momento flettente nel micropalo – Configurazione 3



11.8.3 Definizione dei carichi verticali in testa ai micropali

Seguendo la procedura di calcolo descritta al Paragrafo 11.6.1 e considerando cautelativamente il valore del momento flettente massimo in testa al micropalo ($M = 6.5 \text{ kNm}$) fornito dall'analisi in configurazione 2, è possibile valutare l'incremento di azione assiale da utilizzare per ottenere i carichi verticali in testa ai micropali (quest'ultimi valutati a partire dalla configurazione 1 che massimizza il carico verticale).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Spalla 2				Combinazione:							2
PALO	x_i	y_i	d_i	$V_{i,x}$	$V_{i,y}$	$V_{i,tot}$	delta Mx	delta My	N (senza incastro in testa al palo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
1	-3.5	8.1	8.8	5.9	8.4	10.3	0.7	6.0	539.0	-9.2	529.7
2	-2.6	8.1	8.5	5.9	8.3	10.2	0.7	6.0	539.0	-6.8	532.2
3	-1.7	8.1	8.3	5.9	8.2	10.1	0.7	6.0	539.0	-4.4	534.6
4	-0.8	8.1	8.1	5.9	8.1	10.0	0.7	6.0	539.0	-2.0	537.0
5	0.8	8.1	8.1	5.9	7.9	9.9	0.7	6.0	539.0	2.3	541.3
6	-3.5	7.2	8.0	5.8	8.4	10.3	0.7	6.0	557.5	-9.2	548.3
7	-2.6	7.2	7.7	5.8	8.3	10.2	0.7	6.0	557.5	-6.8	550.7
8	-1.7	7.2	7.4	5.8	8.2	10.1	0.7	6.0	557.5	-4.4	553.1
9	-0.8	7.2	7.2	5.8	8.1	10.0	0.7	6.0	557.5	-2.0	555.5
10	0.8	7.2	7.2	5.8	7.9	9.8	0.7	6.0	557.5	2.3	559.8
11	-0.8	6.3	6.4	5.7	8.1	9.9	0.7	6.0	576.1	-2.0	574.1
12	0.8	6.3	6.4	5.7	7.9	9.8	0.7	6.0	576.1	2.3	578.4
13	-0.8	5.4	5.5	5.6	8.1	9.8	0.7	6.0	594.7	-2.0	592.6
14	0.8	5.4	5.5	5.6	7.9	9.7	0.7	6.0	594.7	2.3	596.9
15	-0.8	4.5	4.6	5.5	8.1	9.8	0.7	6.0	613.2	-2.0	611.2
16	0.8	4.5	4.6	5.5	7.9	9.6	0.7	6.0	613.2	2.2	615.5
17	-0.8	3.6	3.7	5.4	8.1	9.7	0.7	6.0	631.8	-2.1	629.8
18	0.8	3.6	3.7	5.4	7.9	9.6	0.7	6.0	631.8	2.2	634.0

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ETA S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	A	138 di 141
			Data 10/2023	

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Spalla 2				Combinazione:							2
PALO	x_i	y_i	d_i	$V_{i,x}$	$V_{i,y}$	$V_{i,tot}$	delta Mx	delta My	N (senza incastro in testa al palo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
19	-0.8	2.7	2.8	5.3	8.1	9.7	0.7	6.0	650.4	-2.1	648.3
20	0.8	2.7	2.8	5.3	7.9	9.5	0.7	6.0	650.4	2.2	652.6
21	-0.8	1.8	2.0	5.1	8.1	9.6	0.7	6.0	669.0	-2.1	666.9
22	0.8	1.8	2.0	5.1	7.9	9.4	0.7	6.0	669.0	2.2	671.1
23	-0.8	0.9	1.2	5.0	8.1	9.5	0.7	6.0	687.5	-2.1	685.4
24	0.8	0.9	1.2	5.0	7.9	9.4	0.7	6.0	687.5	2.2	689.7
25	-0.8	0.0	0.8	4.9	8.1	9.5	0.7	6.0	706.1	-2.1	704.0
26	0.8	0.0	0.8	4.9	7.9	9.3	0.7	6.0	706.1	2.1	708.3
27	-0.8	-0.9	1.2	4.8	8.1	9.4	0.7	6.0	724.7	-2.2	722.5
28	0.8	-0.9	1.2	4.8	7.9	9.2	0.7	6.0	724.7	2.1	726.8
29	-0.8	-1.8	2.0	4.7	8.1	9.4	0.7	6.0	743.3	-2.2	741.1
30	0.8	-1.8	2.0	4.7	7.9	9.2	0.7	6.0	743.3	2.1	745.4
31	-0.8	-2.7	2.8	4.6	8.1	9.3	0.7	6.0	761.8	-2.2	759.6
32	0.8	-2.7	2.8	4.6	7.9	9.1	0.7	6.0	761.8	2.1	763.9
33	-0.8	-3.6	3.7	4.5	8.1	9.3	0.7	6.0	780.4	-2.2	778.2
34	0.8	-3.6	3.7	4.5	7.9	9.1	0.7	6.0	780.4	2.1	782.5
35	-0.8	-4.5	4.6	4.4	8.1	9.2	0.7	6.0	799.0	-2.2	796.7
36	0.8	-4.5	4.6	4.4	7.9	9.0	0.7	6.0	799.0	2.0	801.0
37	-0.8	-5.4	5.5	4.2	8.1	9.1	0.7	6.0	817.5	-2.3	815.3
38	0.8	-5.4	5.5	4.2	7.9	9.0	0.7	6.0	817.5	2.0	819.6
39	-0.8	-6.3	6.4	4.1	8.1	9.1	0.7	6.0	836.1	-2.3	833.8
40	0.8	-6.3	6.4	4.1	7.9	8.9	0.7	6.0	836.1	2.0	838.1
41	-3.5	-7.2	8.0	4.0	8.4	9.3	0.7	6.0	854.7	-9.5	845.2
42	-2.6	-7.2	7.7	4.0	8.3	9.2	0.7	6.0	854.7	-7.1	847.6
43	-1.7	-7.2	7.4	4.0	8.2	9.1	0.7	6.0	854.7	-4.7	850.0
44	-0.8	-7.2	7.2	4.0	8.1	9.0	0.7	6.0	854.7	-2.3	852.4
45	0.8	-7.2	7.2	4.0	7.9	8.9	0.7	6.0	854.7	2.0	856.7
46	-3.5	-8.1	8.8	3.9	8.4	9.3	0.7	6.0	873.3	-9.6	863.7
47	-2.6	-8.1	8.5	3.9	8.3	9.2	0.7	6.0	873.3	-7.1	866.1
48	-1.7	-8.1	8.3	3.9	8.2	9.1	0.7	6.0	873.3	-4.7	868.5
49	-0.8	-8.1	8.1	3.9	8.1	9.0	0.7	6.0	873.3	-2.3	870.9
50	0.8	-8.1	8.1	3.9	7.9	8.8	0.7	6.0	873.3	2.0	875.2

11.8.4 Verifiche del micropalo

11.8.4.1 Verifiche di capacità portante verticale

Considerando i risultati di cui al Paragrafo 11.8.3, il massimo carico verticale N_{Ed} risulta essere pari a 875.2 kN.

La capacità portante verticale, valutata secondo la formulazione descritta al Paragrafo 11.5.1, risulta essere (considerando la sola quota parte del micropalo immorsata in roccia pari a 7 m):

$$R_{c,d} = \frac{\tau_k \cdot D \cdot \pi \cdot L_{micropalo}}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{450 \text{ kPa} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot \pi \cdot 7 \text{ m}}{1.7 \cdot 1.15} = 1518.6 \text{ kN}$$

La verifica a capacità portante verticale risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{Rd,c} = 1518.6 \text{ kN} \geq 875.2 \text{ kN} = |N_{Ed}|$$

11.8.4.2 Verifica di capacità portante orizzontale

La verifica a capacità portante orizzontale può essere considerata soddisfatta in quanto l'analisi numerica nella configurazione 3, che tiene conto del carico orizzontale massimo in testa al micropalo, amplificato per i coefficienti di normativa di riduzione delle resistenze, risulta raggiungere l'equilibrio senza che si verifichi nessuno dei cinematismi di collasso di cui al Paragrafo 11.5.2; in caso contrario, l'analisi numerica non riuscirebbe a convergere.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 139 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITIZIA s.r.l. RICERCA, VALUTA, AMBIENTE sinergo D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

11.8.4.3 Verifiche strutturali del palo

Di seguito si riportano i valori del momento e del taglio resistente del tubolare di acciaio S355 che costituisce l'armatura del micropalo: $\phi 139.1$ mm, spessore 12.5 mm.

$$M_{rd} = 138.98 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 884.25 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto i valori resistenti di progetto di momento e taglio superano i valori sollecitanti ricavati dalle analisi numeriche.

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. MANDANTI  CITIZIA s.r.l. RICERCA VALUTA AMBIENTE  sinergo  D_VA D_VisionArchitecture		REV. A	FOGLIO 140 di 141 Data 10/2023
--	---	--	---------------	---

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 03	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 141 di 141
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

12 APPENDICE A – Scarichi all'intradosso delle platee di fondazione

Spalla 2

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
1	Base-React	SLU_01	Combination		330	9163	68360	7954	-1266	461
2	Base-React	SLU_02	Combination		-673	6380	68360	17973	-5139	2558
3	Base-React	SLU_03	Combination		673	6380	68360	17973	-2936	-2791
4	Base-React	SLU_04	Combination		330	9163	68360	7954	-1266	461
5	Base-React	SLU_05	Combination		330	11201	71180	2697	-1266	461
6	Base-React	SLU_06	Combination		1333	8419	71180	12716	2608	-1636
7	Base-React	SLU_07	Combination		-1333	8419	71180	12716	-10683	1403
8	Base-React	SLU_08	Combination		330	11201	71180	2697	-1266	461
9	Base-React	SLU_09	Combination		330	9514	68360	5006	-1266	1523
10	Base-React	SLU_10	Combination		-673	6731	68360	15024	-5139	3620
11	Base-React	SLU_11	Combination		673	6731	68360	15024	-2936	-1729
12	Base-React	SLU_12	Combination		330	9514	68360	5006	-1266	1523
13	Base-React	SLU_13	Combination		330	11552	71180	-251	-1266	1523
14	Base-React	SLU_14	Combination		1333	8770	71180	9767	2608	-574
15	Base-React	SLU_15	Combination		-1333	8770	71180	9767	-10683	2465
16	Base-React	SLU_16	Combination		330	11552	71180	-251	-1266	1523
17	Base-React	SLV_01	Combination		-7504	8450	55069	-1773	-26110	8612
18	Base-React	SLV_02	Combination		-7504	8450	54663	1340	-26110	8612
19	Base-React	SLV_03	Combination		-2251	11934	55069	-26031	-7833	2584
20	Base-React	SLV_04	Combination		-638	11934	54663	-22918	919	-1587
21	Base-React	SLV_05	Combination		-2251	8450	51573	-2716	-7771	2584
22	Base-React	SLV_06	Combination		-2251	8450	50591	1405	-7833	2584