



Comune di Genova

Localizzazione:

Complesso Sportivo Morgavi - Belvedere Sampierdarena
Salita Millelire 4 - 16151 Genova (GE)

Intervento:

Opere di Adeguamento del complesso sportivo, Consolidamento
Strutturale del campo a 11 e Rigenerazione del manto in erba artificiale

Proprietà:

COMUNE di GENOVA
Via Garibaldi, 9 - 16124 Genova (GE)



Committente:

COMUNE di GENOVA
Via Garibaldi, 9 - 16124 Genova (GE)



Fase:

PROGETTO ESECUTIVO

Oggetto della tavola:

PALI E SOLETTONE
RELAZIONE DI CALCOLO

Data:

28/10/2020

N° tavola:

EI.13

Scala:

Progettista:

Paolo MARCHESI
ARCHITETTO

Via di Casanova civ. 30, Cremenò (GE)
cell. 320/37.23.496
paolo.marchesi75@gmail.com

Ing. Massimo GALLI
Ing. Daniele ROSSELLI
Ing. Micaela CASERZA MAGRO
Ing. Alessandro CAVALLI
Ing. Simona SERAVALLI
Geol. Alessandra FANTINI
Geol. Michela RACCOSTA
Geom. Carlo IACONO

Op. Strutturali
Op. Meccaniche
Op. Elettriche
Op. Antincendio
Op. Acustiche
Op. Geologiche
Op. Geologiche
Op. Topografiche



L'intervento in oggetto è relativo all'ampliamento del campo di calcio a 11 del centro sportivo "Morgavi" a Genova Belvedere.

Il suddetto campo presenta nell'angolo nord-ovest un sensibile avvallamento del sedime con manifeste fessurazioni sul terreno di gioco.

In tale zona, infatti, il campo da gioco fu realizzato su un significativo strato di riporto sostenuto, verso ponente, da una sistemazione di sostegno costituita da un vetusto muraglione e sottostanti gabbionate oltre cui scende ripido il pendio naturale dotato di fitta vegetazione alberata.

L'intervento, quindi, mira sia ad ampliare le dimensioni del campo di gioco (nel rispetto delle dimensioni indicate dal progetto architettonico) sia a realizzare un'opera strutturale adeguata ad evitare le problematiche geotecniche manifestatesi.

La soluzione prospettata è quella di ricostruire la porzione nord-ovest del campo da gioco con un impalcato, in parte a sbalzo, in calcestruzzo armato fondato su due allineamenti di pali di medio diametro disposti parallelamente al lato lungo del campo. I due allineamenti identificano una campata ricompresa fra gli stessi ed uno sbalzo verso il vuoto a valle.

Tale soluzione consente sia di ampliare le dimensioni del campo sfruttando la parte a sbalzo (che non sarebbe potuta essere altrimenti recuperata stante il salto di quota del muraglione e lo scosceso pendio sottostante) sia di trasferire in profondità i carichi di struttura e del campo da gioco alleggerendo sensibilmente la preesistente sistemazione di sostegno.

Lo spesso strato di riporto su cui insiste attualmente la suddetta porzione del campo da gioco (variabile da 15 a 9 m), la qualità scadente del substrato (comunque raggiungibile solo in profondità) e i rilevanti carichi costituiscono le ragioni che hanno orientato alla scelta di pali di medio diametro. Ciò anche in quanto i micropali sarebbero risultati esili (dal punto di vista flessionale per i carichi sismici) e difficilmente ancorabili per le caratteristiche scadenti degli strati ragionevolmente raggiungibili. Al contempo non risultava agevole prevedere ancoraggi sub-orizzontali per analoghe motivazioni.

Molti aspetti progettuali sono stati condizionati dall'impossibilità (o comunque da un'oggettiva difficoltà) a prevedere lavorazioni in corrispondenza del dirupo a valle che non offre stabili appoggi: pertanto le fasi di costruzione dell'opera sono state previste nell'intendimento di lavorare sempre dal piano di sedime del campo.

In prospettiva l'impossibilità di intervenire a manutenzione dell'intradosso dell'impalcato (in buona parte irraggiungibile in corrispondenza del sottostante terrapieno e parzialmente di difficile accesso per la parte a sbalzo sul vuoto) – nonché il fatto che l'opera è principalmente di tipo fondazionale –

ha orientato la scelta dei materiali sul c.a. e c.a.p. con adeguati requisiti di durabilità. Volendo così evitare l'impiego di materiali richiedenti una manutenzione periodica.

L'opera strutturale ha dimensioni generali in pianta dell'ordine di 54 m di sviluppo longitudinale e 8-11 m di larghezza trasversale. L'opera è prevista suddivisa in due strutture rese indipendenti mediante un giunto strutturale (avente sia funzione di giunto di dilatazione che di giunto sismico) posizionato in una zona di cambio della stratigrafia geologica cui corrisponde, fra l'altro, anche il confine della parte deformata del terrapieno. La prima struttura si sviluppa per circa 36 m e per una larghezza di 11 m, mentre la seconda, più modesta, si sviluppa per circa 18 m con una larghezza variabile 8-9 m.

In entrambi le strutture la parte a sbalzo è circa 4 m (dall'asse dell'allineamento dei pali) che risultano visivamente di circa 1,50-2,00 m in aggetto dal bordo del muraglione di sostegno preesistente a valle. Ciò in ragione della necessità di mantenere l'allineamento dei pali arretrato rispetto al muraglione per limitare, in corso d'opera, l'interferenza comunque mitigata dal fatto che, per via dello sbancamento previsto, l'altezza del muraglione si riduce di quasi la metà.

Per realizzare l'aggetto nelle condizioni di operatività del sito, sono state previste travi reticolari prefabbricate da poter disporre a sbalzo operando solo dal sedime del campo e la possibilità, quindi, di disporre gli elementi di solaio autoportanti in avanzamento verso il vuoto senza necessità di supporto da sotto.

L'accessibilità del sito, limitata per le condizioni di viabilità cittadina e ancor più per la viabilità interna, ha costretto a suddividere le travi principali in due porzioni trasportabili e a prevedere fasi di montaggio specifiche per gestire travi di lunghezza massima 6 m da disporsi con sbalzo di 4 m. Ciò ha richiesto di prevedere l'impiego di supporti provvisori, necessari sino al momento in cui il getto del solaio provvede a ricostituire la continuità delle due porzioni di travi.

1 RELAZIONE MATERIALI

In riferimento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni di cui alla Circolare n. 7 del 21/01/2019 (corpo normativo di seguito richiamato brevemente con acronimo “NTC18”) sono stati previsti i seguenti materiali da costruzione per le specifiche opere.

1.1 Opere in calcestruzzo armato

Per le opere in c.a. si prevede l'impiego di acciaio in barre, acciaio in reti elettrosaldate e calcestruzzo di qualità specifica per ciascun gruppo di elementi.

Acciaio di orditura in barre

tipo B450c saldabile

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- allungamento caratteristico $A_{gt,k} = 7,5\%$

Acciaio di orditura in reti elettrosaldate

tipo B450a saldabile

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- allungamento caratteristico $A_{gt,k} = 2,5\%$

Conglomerato cementizio

Classi di esposizione secondo UNI EN 206-1

Elementi	Classe di resistenza	Classe di consistenza	Classe esposizione	Rapporto acqua/cemento massimo [-]	Contenuto minimo cemento [kg/mc]	Diametro massimo inerti [mm]
Pali	C25/30	S4	XC2	$\leq 0,60$	≥ 280	≤ 32
Plinti	C35/45	S4	XC4, XS1	$\leq 0,60$	≥ 280	≤ 32
Solai e travi	C35/45	S4	XC4, XS1	$\leq 0,50$	≥ 300	≤ 22
Magrone	C8/10	S3	X0	---	---	≤ 22

Gli elementi di solaio alleggerito in polistirene espanso sono considerati casseri a perdere.

I copriferrini minimi per le opere in c.a. previsti in relazione alle condizioni ambientali sono assunti:

- 30 mm per estradosso campata (protetto da guaina impermeabile);
- 40 mm per pali e intradosso impalcato;
- 45 mm per plinti e travi.

1.2 Travi tralicciate prefabbricate

Si faccia riferimento alla documentazione del produttore.

In via previsionale si assumono i materiali seguenti.

Traliccio in acciaio S355

- tensione caratteristica a snervamento $f_{ys} = 355 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica a rottura $f_{ts} = 510 \text{ N/mm}^2$

Fondello in calcestruzzo (eventuale) C30/37.

1.3 Solai alveolari prefabbricati

Si assumono i materiali seguenti.

Orditura lenta in acciaio B450C.

Orditura di precompressione in trefoli di acciaio

- tensione caratteristica massima $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica alla deformazione 1% $f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$
- allungamento a carico massimo $A_{gt} = 3,5\%$

Calcestruzzo C35/45.

1.4 Elementi metallici di ritegno provvisionale

Gli elementi metallici per il ritegno provvisionale delle travi tralicciate prefabbricate durante le fasi di montaggio svolgono una funzione temporanea il cui contributo cessa al momento della raggiunta maturazione del getto di completamento in calcestruzzo.

Acciaio S275

- tensione caratteristica a snervamento $f_{ys} = 275 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica a rottura $f_{ts} = 430 \text{ N/mm}^2$

2 RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica è redatta in riferimento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni di cui alla Circolare n. 7 del 21/01/2019 (corpo normativo di seguito richiamato brevemente con acronimo “NTC2018”).

La relazione geologica è basata sia su indagini pregresse condotte nel 2003 con prove SPT, sia su indagini più recenti comprendenti tomografie sismiche a rifrazione a onde P e indagini geofisiche MASW.

In base alle indagini rimane individuato, in corrispondenza del sedime di intervento, la presenza di un substrato roccioso in profondità sovrastato da un potente strato di riporto.

L'orizzonte roccioso è riconducibile alla Formazione di Ronco e si tratta di argilloscisti con evidenti superfici di scistosità a stratificazioni centimetriche e decimetriche il tutto interessato da tre famiglie di fratture a varia giacitura che rendono il materiale lapideo fortemente alterato.

Il terreno di riporto (in cui viene per semplicità ricompreso anche il più modesto strato di terreno naturale di ricoprimento) risulta principalmente a matrice sabbiosa (di granulometria variabile e con diverse possibili inclusioni) e in base alle indagini SPT, nonché alle evidenze dei fenomeni di assestamento manifestati, risulta ragionevolmente in stato poco addensato o addirittura sciolto.

2.1 Parametri geotecnici

Ai fini delle valutazioni geotecniche si sono assunti i parametri numerici indicati dalla relazione geologica e gli stessi, in relazione all'ampio volume di riferimento e ai modelli di studio per il comportamento di interazione (portata verticale dei pali, reazione orizzontale del terreno, ecc.) sono stati considerati quali valori caratteristici dei parametri.

Si considera pertanto un primo strato di terreno nominato “Riporto” a comportamento sostanzialmente granulare (incoerente) dotato dei seguenti parametri (in condizioni drenate):

- peso di volume : $\gamma_t = 18,00 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito $\theta' = 29^\circ$
- coesione : $c' = 0$

Il substrato, posto a quota variabile da -8 a -15 m da p.c. (inteso come livello del campo da gioco), in ragione dello stato di forte alterazione si ritiene descrivibile con un comportamento a terreno incoerente dotato di coesione propria.

- peso di volume: $\gamma_t = 24,00 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito: $\theta' = 26^\circ$
- coesione: $c' = 30,00 \text{ kN/mq}$

2.2 Rigidezza equivalente

Ai fini del modello di calcolo l'interazione orizzontale fra i pali e il terreno viene resa con uno schema alla winkler e modellata con molle lineari discretizzate con passo di 1 m. Considerato che l'interazione avviene principalmente nei primi metri di immersione del palo e lo strato di roccia alterata è comunque abbastanza profondo (indicativamente da 8 a 15 m), si sono mantenuti i parametri del terreno di riporto senza differenziare il passaggio stratigrafico.

La rigidezza delle “molle” di ritegno dei pali risulta crescente con la profondità secondo le relazioni da bibliografia qui riportate nella formulazione proposta in “Fondazioni” (di C. Viggiani ed. 1999 – Hevelius edizioni) per cui alla generica profondità “z” del palo si ha:

$$p = k_h \times y \quad \text{o equivalentemente scritta per} \quad P = p \cdot d = (k_h \times y) \cdot d$$

dove :

P *reazione orizzontale del terreno per unità di lunghezza (profondità)*

d *diametro del palo*

p *reazione orizzontale del terreno per unità di superficie*

y *spostamento orizzontale del palo*

$k_h = n_h (z/d)$ *coefficiente di reazione orizzontale del terreno*

per sabbie non immerse il coefficiente n_h viene indicato variabile da 2,5 N/cm³ per materiale sciolto a 7,5 N/cm³ per medio addensamento. Per il caso in esame pare ragionevole assumere il valore indicato per sabbie sciolte (convertito in 2.500 kN/m³).

Discretizzando le relazioni per $\Delta z = 1$ m si ottiene il coefficiente della molla equivalente per un tratto unitario di palo riferito alla quota media z del tratto:

$$K_m = 2.500 \text{ kN/m}^3 \times (z/d) \times (\Delta z \cdot d) = 2.500 \text{ kN/m}^2 \times z$$

Posta cautelativamente la rigidezza della prima “molla” a $z = 1$ m : $K_{m1} = 2.500 \text{ kN/m}$, le successive avranno rigidezze (a passo 1 m) : $K_m = 5.000 - 7.500 - 10.000 \dots [kN/m]$.

I limiti di applicabilità vengono poi controllati con una verifica dei pali a carico orizzontale.

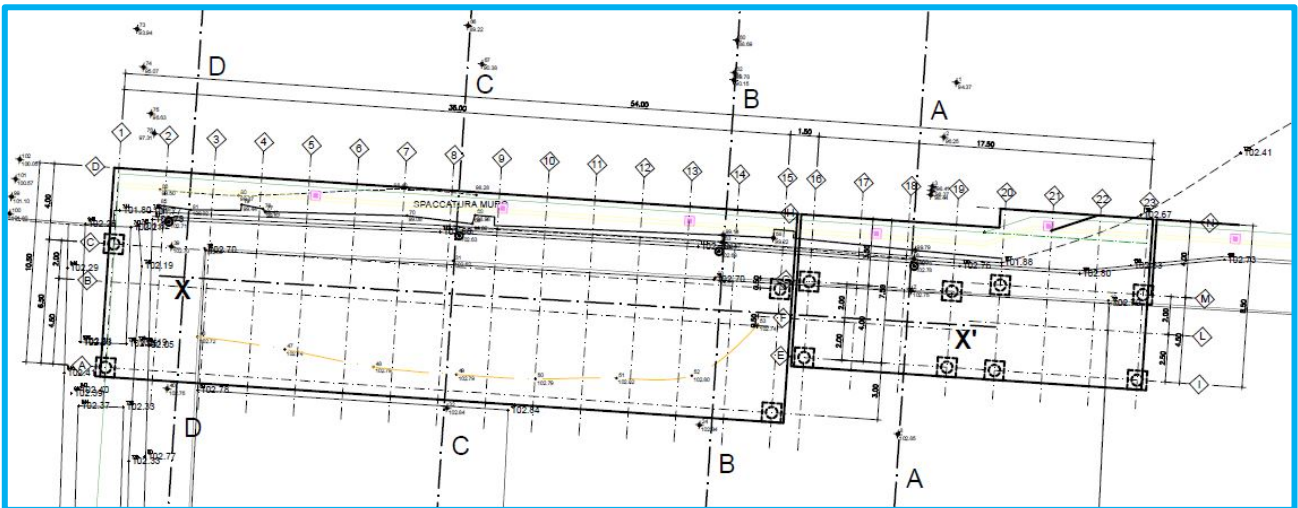
3 RELAZIONE CALCOLO

La progettazione delle strutture è condotta in riferimento alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni di cui alla Circolare n. 7 del 21/01/2019 (corpo normativo di seguito richiamato brevemente con acronimo “NTC18”).

3.1 Modelli strutturali

L'opera è costituita da due distinte strutture per le quali sono stati implementati separati modelli di calcolo che condividono tuttavia la medesima impostazione e gli stessi assunti di base differenziandosi, quindi, sostanzialmente solo per la geometria.

Planimetria di insieme

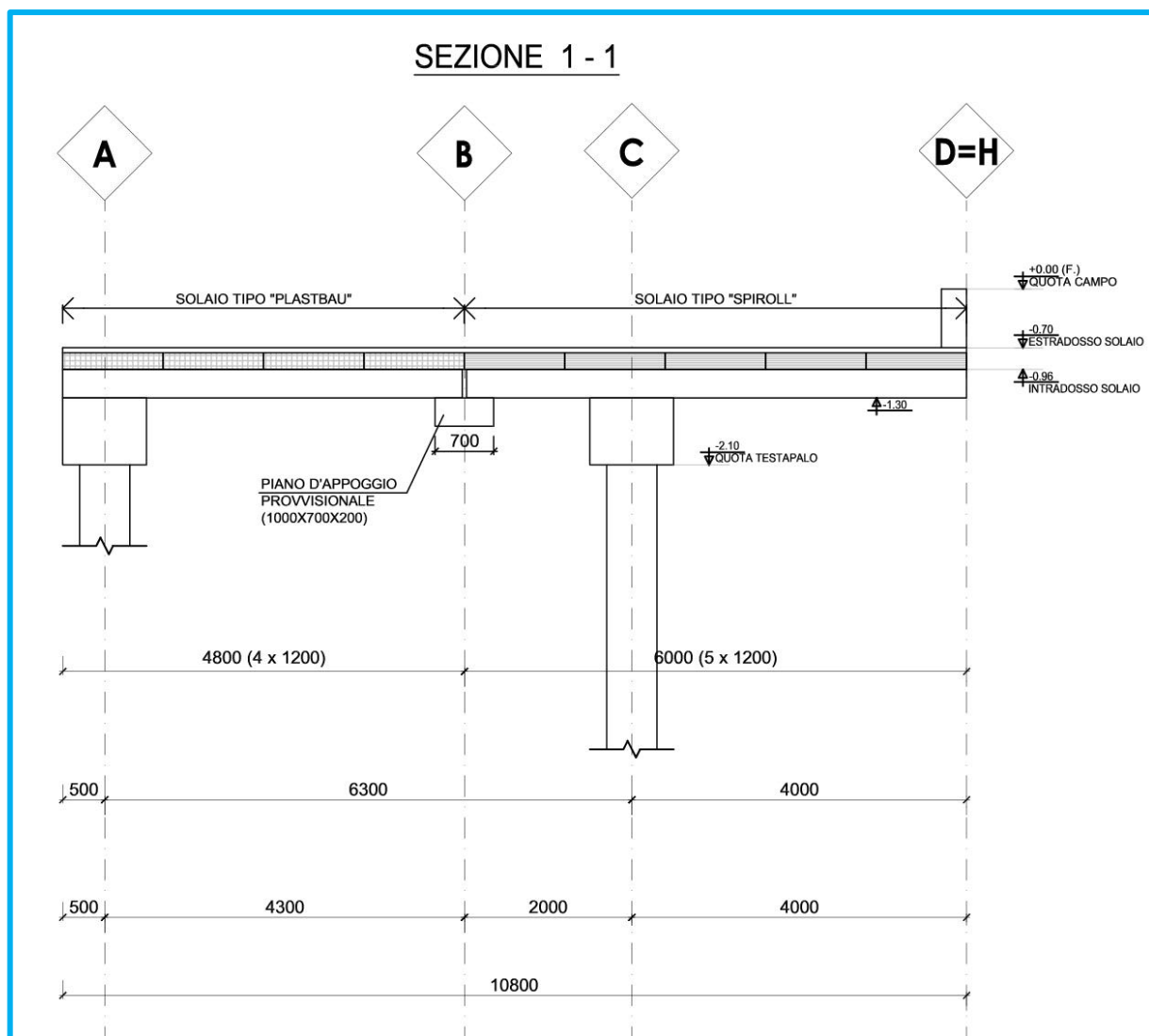


Descrizione generale della struttura

La struttura è costituita da un impalcato rigido (solaio) in parte a sbalzo sostenuto da due allineamenti di pali. La sezione trasversale individua quindi un telaio tipo costituito da travata principale (comprensiva di una campata e di uno sbalzo) in appoggio su un palo “di monte” e uno “di valle”. Il solaio è ordito ortogonalmente ai telai trasversali con interasse ricorrente di 2,50 m.

In senso longitudinale i telai sono collegati da tre travate secondarie di cui due corrispondenti sostanzialmente ai due allineamenti e un'altra in corrispondenza dell'estremo degli sbalzi. La travata più a monte ha anche funzione di muro di contenimento per l'altezza di terreno alla quota di sbancamento, quella in sommità allo sbalzo assolve anche alla funzione di contenimento del terrapieno del campo da gioco.

La struttura di impalcato è connessa ai pali attraverso plinti testapali che, oltre a rimediare alle tolleranze esecutive nel tracciamento dei pali offrono una base di appoggio per il collegamento all'impalcato.



Sezione tipo Struttura 1

Per ragioni sia statiche che realizzative le travi principali sono previste di tipo tralicciato prefabbricato con fondello per l'appoggio dei solai, da completarsi in opera mediante il medesimo getto di calcestruzzo di completamento dell'impalcato. Ciò consente la posa a sbalzo delle travi principali stante la oggettiva difficoltà che si avrebbe a offrire un appoggio provvisorio nel vuoto a valle.

Per ragioni di limiti di accesso le travi principali sono state previste suddivise in due parti (lunghezza massima 6 m) da riconnettersi in opera (anche sfruttando in fase di costruzione un appoggio provvisorio costituito da un modesto plinto non armato). Il punto di connessione dei due monconi risulterà situato in una zona a sollecitazioni flettenti modeste (vicino al cambio di segno del diagramma del momento).

Le due travi secondarie lungo gli allineamenti dei pali saranno in c.a. gettato in opera aventi sezione rettangolare 50x80 cm e saranno nello spessore dei plinti testa palo. Esse costituiscono efficace irrigidimento longitudinale dell'impalcato.

La trave longitudinale di bordo sull'estremo degli sbalzi ha sezione rettangolare 30x70-96 cm e potrà realizzarsi in opera ovvero essere approvvigionata prefabbricata (evitando o contenendo le cassature lungo il bordo dell'impalcato a sbalzo).

I solai sono stati differenziati nella tipologia fra la campata - il cui intradosso rimane interamente rivolto al sedime del terrapieno – e lo sbalzo che rimarrà invece a vista poiché rivolto verso il sottostante versante.

La campata prevede solaio alleggerito con in poliestere espanso di altezza nominale di 20 cm oltre 6 cm di caldana sovrastante. Lo sbalzo prevede solaio in pannelli alveolari prefabbricati in c.a./c.a.p. da 20 cm e sovrastante caldana da 6 cm.

I solai in polistirene potranno essere in via provvisoria puntellati in mezz'opera mediante traversino in legno a perdere poggiante sul sedime mentre i pannelli alveolari, disposti sul vuoto, sono autoportanti già in fase di montaggio.

Entrambi i solai risultano in continuità sulle molte campiture della struttura di luce abbastanza ridotta pari all'interasse delle travi principali.

Tale dimensione è stata scelta quale opportuno compromesso fra le prestazioni richieste alle travi principali (già gravate dal rilevante sbalzo), quelle richieste ai solai su cui insistono sovraccarichi permanenti rilevanti e le portate delle palificazioni (sia in termini di carico verticale che di vincolo orizzontale in condizione sismica).

La caldana di 6 cm ordita con rete di acciaio elettrosaldato offre la necessaria rigidità di piano all'impalcato che dunque può considerarsi infinitamente rigido ai fini delle valutazioni sismiche.

In ragione del rilevante sbalzo rispetto alla campata le travi principali sono prevalentemente soggette a momento negativo (con picco della sollecitazione in corrispondenza dell'appoggio sui pali di valle). I carichi verticali si concentrano, perciò, prevalentemente sull'allineamento dei pali di valle.

In condizione sismica il ritegno orizzontale viene offerto dal riscontro del terreno all'interno dei pali. Occorre tuttavia considerare che, per il sisma in direzione trasversale ed in particolare con verso in direzione di valle, i pali “di valle” risultano, per il tratto sommitale in corrispondenza del riempimento a tergo del preesistente muraglione di contenimento, maggiormente sollecitati.

Quindi, tale zona è da considerarsi con prudenza ai fini della capacità di ritegno. Invece, con sisma verso monte, il ritegno orizzontale è assicurato analogamente ai pali “di monte”. In condizione di sisma in direzione longitudinale invece il ritegno è assicurato per entrambi gli allineamenti di pali alla stessa maniera.

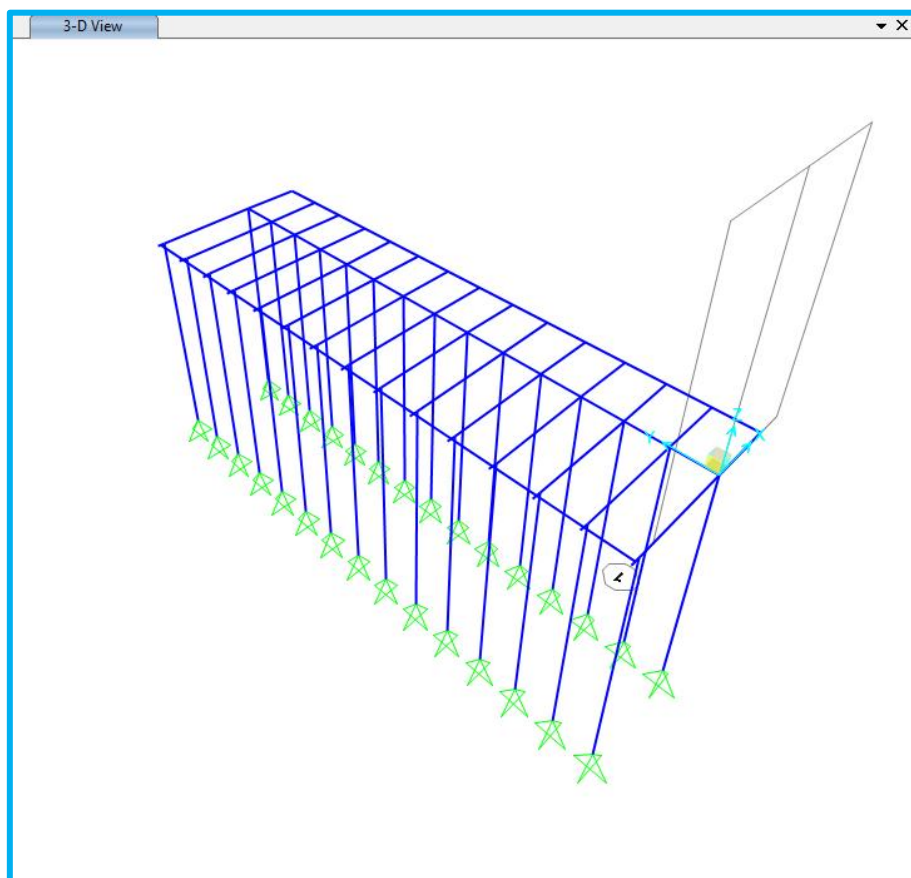
Descrizione della modellazione

Le travi sono modellate come elementi unidimensionali *beam* in c.a., i solai sono modellati solo mediante l'attribuzione dei corrispondenti carichi alle travi portanti e l'impalcato, nel suo insieme, è considerato infinitamente rigido nel piano mediante un vincolo *diaframma* dei nodi del piano.

Per le travi principali, costituite da tralicci prefabbricati di acciaio da gettare in opera, è stata prevista una sezione in c.a. equivalente con le stesse dimensioni geometriche, 60x60 cm, ma di rigidezza flessionale modificata mediante un coefficiente di amplificazione coerente al predimensionamento assunto (1,88 volte rispetto alla rigidezza della sezione in C35/45).

I pali sono singolarmente modellati con elementi *beam* in c.a. (come fossero pilastri) dotati di un vincolo a cerniera bilaterale all'estremità inferiore, cerniera bilaterale in testa (connessione con l'impalcato) e lungo il fusto sono dotati vincoli elastici orizzontali (“molle”) nelle due direzioni principali. La rigidezza di tale molle è proporzionalmente crescente con la profondità coerentemente al modello geotecnico assunto (per cui si rimanda alla relazione geotecnica).

Viste 3D struttura 1 modello A (“verso valle”)



Per le considerazioni precedentemente esposte i pali di valle sono stati considerati cautelativamente privi di ritegni orizzontali in direzione trasversale per un tratto sommitale di 4 m (dall'asse dell'impalcato, quindi alla quota reale di -5 m da p.c.). In questo modo si evita di fare affidamento sul terreno di riempimento a tergo del muraglione esistente.

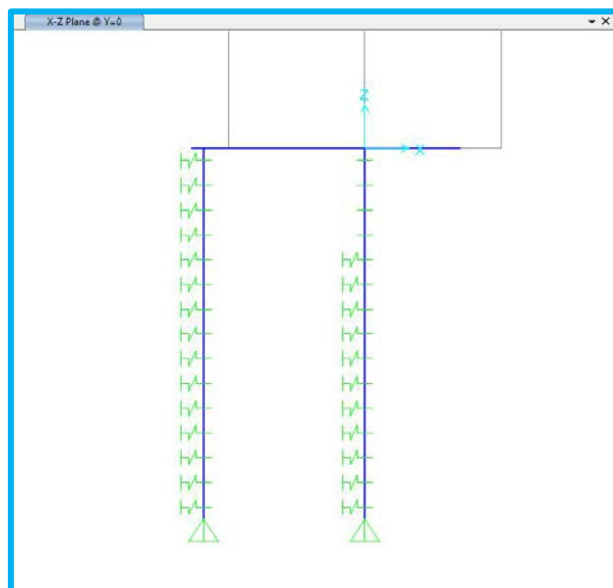
Di conseguenza il palo di valle risulta meno rigido, in termini flessionali, del corrispondente a monte ed è, quindi, quest'ultimo a ricevere la maggior parte delle azioni orizzontali.

Tale modello è stato affiancato da analogo modello con ritegni completi così da analizzare il comportamento sia verso valle (limitato dalla presenza del muraglione) sia verso monte: vengono, così, considerate condizioni cautelative sia per il palo di valle sia per quello di monte.

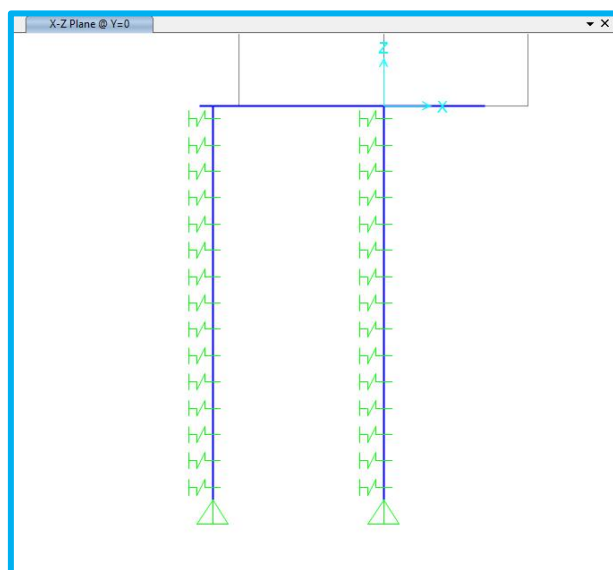
Per semplicità nei modelli i pali sono stati assunti (per ciascuna struttura) tutti di lunghezza uniforme in quanto, ai fini del comportamento, è sostanzialmente irrilevante il contributo del tratto più profondo come ben si vedrà dai grafici delle sollecitazioni. Per la struttura 1 tutti i pali sono stati modellati lunghi 15 m.

L'esatta lunghezza di ogni gruppo di pali è poi stata determinata sulla base delle considerazioni di portata verticale, in ragione della stratigrafia, per cui si rimanda alla relazione sulle fondazioni.

Viste telaio tipo struttura 1 modello A (“verso valle”)



Viste telaio tipo struttura 1 modello B (“verso monte”)



Il vincolo di cerniera sommitale è stato assunto in ragione della particolarità (e limitatezza) dei collegamenti limitati dagli ingombri della base delle travi principali prefabbricate.

Risulta, inoltre, cautelativo in termini di spostamenti attesi.

Onde massimizzare il carico sulle travi principali (che sono gli elementi di impalcato maggiormente dimensionanti per l'intervento) non è stato modellato il carico di solaio che competerebbe direttamente alla larghezza delle travi secondarie (che scaricherebbero direttamente sui pali) e quindi l'intero solaio è numericamente affidato alle travi principali. Per conseguenza le sollecitazioni delle travi secondarie non sono derivate dal modello tridimensionale ma valutate separatamente (rimanendo comunque di modesta entità).

Carichi e sovraccarichi del solaio sono attribuiti alle travi principali per area di influenza pari all'interasse tipo di 2,5 m salvo le travi di bordo che hanno rispettivamente larghezza di competenza di 2,0 m (bordo sul giunto con l'altra struttura) e 1,5 m (bordo a confine con sistemazione tradizionale a terra).

A monte della struttura insiste un'altezza di terreno spingente di circa 1,40 m la cui spinta orizzontale è attribuita alla struttura mediante forze nodali equivalenti agenti sui nodi in sommità ai pali “di monte” (stante che, comunque, la rigidità orizzontale dell'impalcato può essere ridistribuita e convogliata direttamente ai vincoli più prossimi).

La spinta orizzontale del terrapieno del campo in corrispondenza della trave di bordo (estremità dello sbalzo) è una forza interna equilibrata dal ritegni offerti sia dalle travi principali che dalla caldana del solaio dunque non è un'azione significativa al comportamento della struttura.

Pertanto non è stata direttamente modellata ma rimane da considerarsi separatamente per l'elemento di bordo e relative connessioni.

Le azioni sismiche sono state considerate mediante un'analisi dinamica lineare (modale).

In sede di predimensionamento e verifica del modello è stata considerata anche un'analisi statica lineare.

Si osserva che una quota non trascurabile di massa (in rapporto alle masse complessive) è rappresentata dai fusti dei pali e che gli stessi sono dotati di ritegni orizzontali distribuiti lungo l'altezza; pertanto, è prevedibile che tali masse non vengano eccitate dall'analisi modale.

Nel computo delle quote partecipanti è, quindi, necessario scorporarle dal conteggio per verificare i limiti minimi di partecipazione.

Le azioni sismiche sono state considerate secondo le due direzioni principali X (trasversale) e Y (longitudinale) in combinazione e con le eccentricità accidentali di norma.

Per la struttura è stato considerato un comportamento non dissipativo stante la sostanziale assenza di zone della struttura passibili di formare cerniere plastiche.

Il fattore di struttura è stato cautelativamente assunto unitario; quindi, lo spettro di progetto corrisponde allo spettro elastico.

Non è stato considerato il sisma verticale in quanto, per la struttura in essere, sostanzialmente ininfluenza come meglio si comprende nel seguito.

Per l'analisi sismica sono state considerate per i pali rigidezze flessionali fessurate assunte pari al 50% delle corrispondenti rigidezza non fessurate.

Le condizioni statiche allo SLU massimizzano i carichi verticali e sono dimensionanti per le travate principali (lo sbalzo in particolare) e per la portata verticale dei pali “di valle” (mentre quelli di monte ricevono comunque un'aliquota assolutamente modesta).

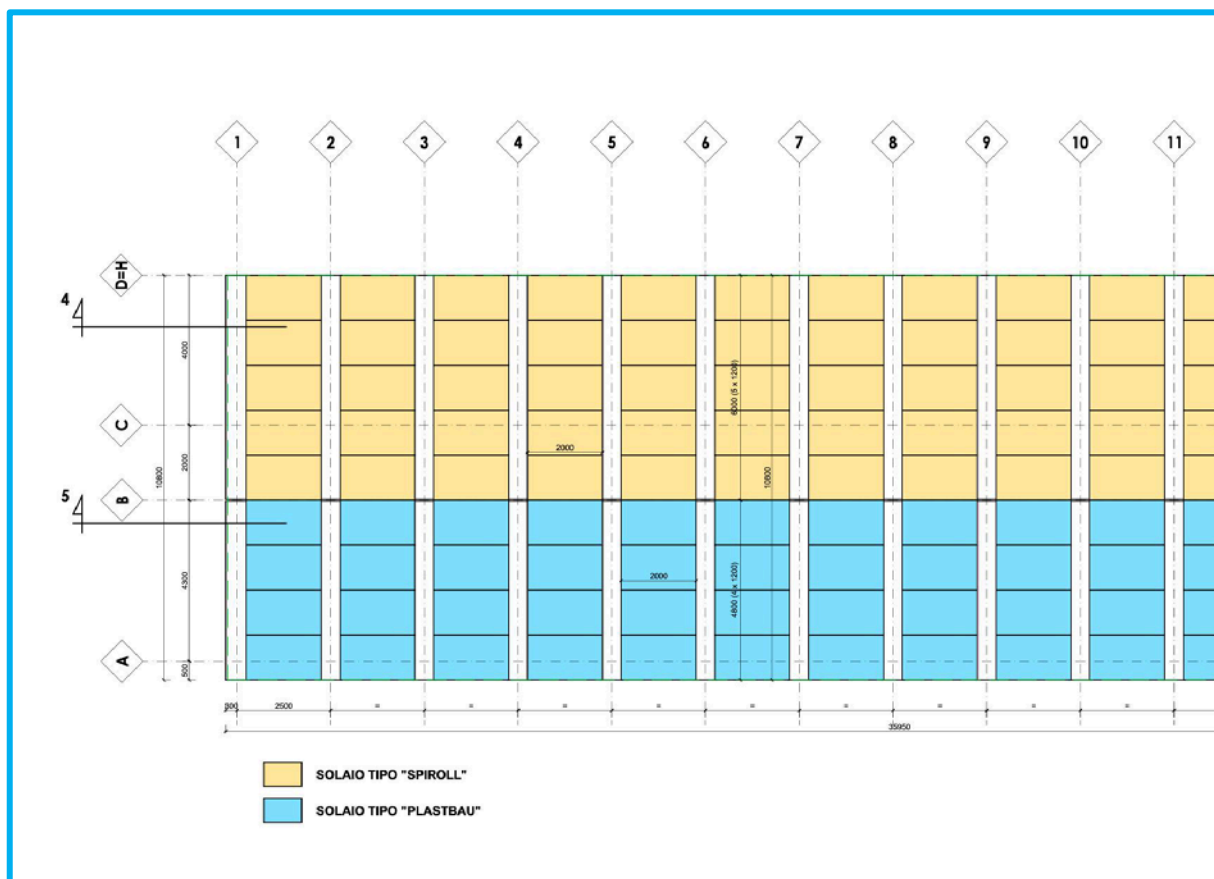
Le condizioni sismiche allo SLV, caratterizzate da rilevanti azioni orizzontali, sono dimensionanti invece per i pali “di monte” (in termini di flessione e taglio in quanto principali ritegni orizzontali) e analogamente per i pali di valle mentre l'impalcato è sottoposto a forze verticali di minor intensità rispetto alle condizioni statiche (motivo per cui diviene ininfluenza la componente verticale del sisma).

Le massime sollecitazioni sugli elementi sono state valutate con i due separate modellazioni: “verso valle” (ritegni orizzontali limitati) “verso monte” (ritegni orizzontali completi).

La struttura 1 è costituita da 15 allineamenti (telai principali) per uno sviluppo longitudinale di 35 m (asse travi), luci (sugli assi) di 6,5 m per la campata e 4,0 m per lo sbalzo.

In questa zona il sedime è caratterizzato da una profondità del substrato in roccia destrutturata posto alla profondità di circa 15 m dal piano campagna.

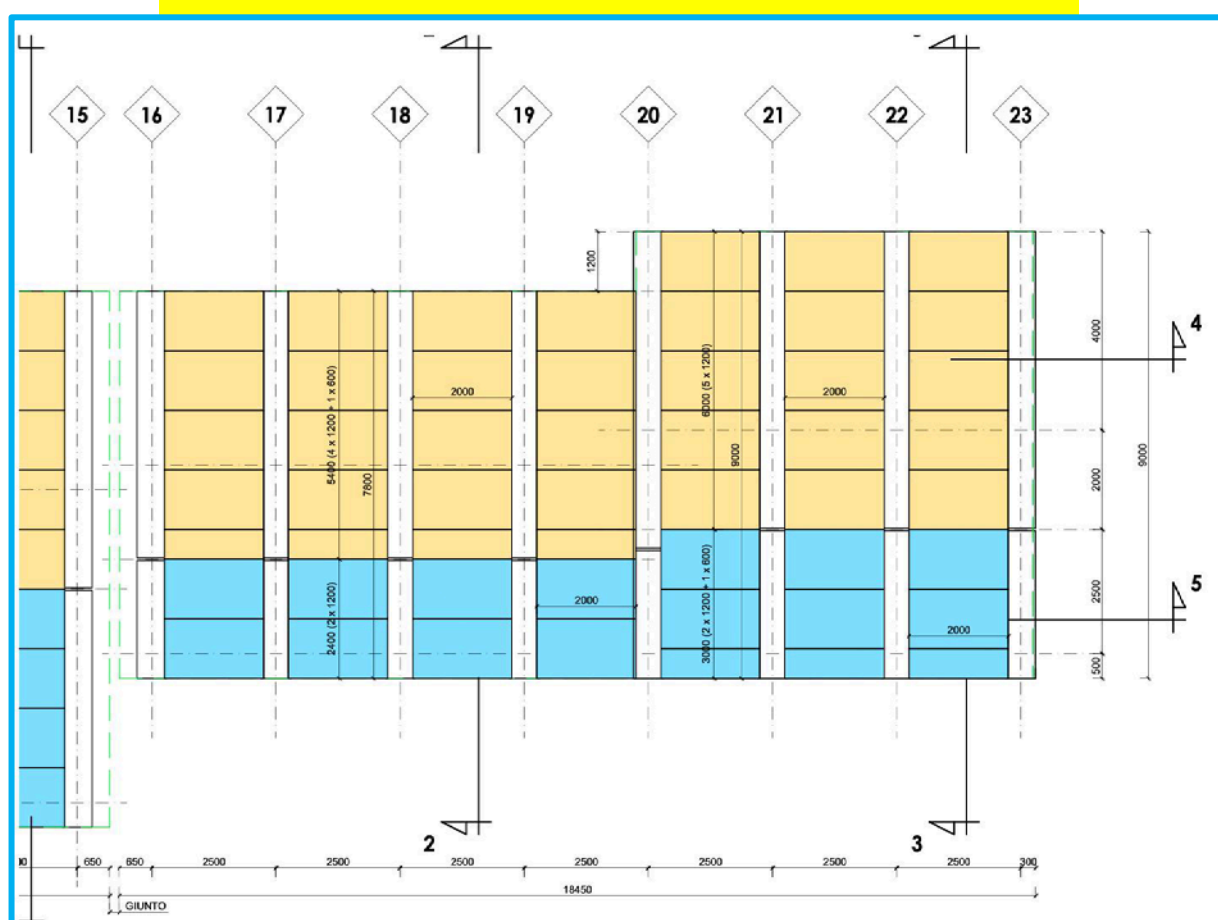
Pianta modulo campiture struttura 1



La struttura 2 è costituita da 8 allineamenti (telai principali) per uno sviluppo longitudinale di 17,5 m (asse travi) ed è differenziata fra una parte a ponente costituita da 4 interassi (avente luci di 4 m per la campata e 3,5 m per lo sbalzo) e la parte a levante costituita da 3 interassi (avente luci di 4,5 m per la campata e 4 m per lo sbalzo).

Nella zona della struttura 2 il sedime è caratterizzato da una profondità del substrato in roccia destrutturata posto alla profondità di circa 7 m dal piano campagna.

Pianta moduli campiture struttura 2



Le due strutture (“1” e “2”) sono separate da un giunto strutturale idoneo anche ai fini di giunto sismico.

La struttura 2, per cui vengono assunti elementi strutturali analoghi alla struttura 1, risulta in condizioni meno gravose rispetto alla struttura 1, sia per la minor larghezza trasversale, sia per il minor sviluppo longitudinale e pertanto se ne omette in questa fase una specifica modellazione.

3.2 Analisi dei carichi

Per la struttura sono stati assunti i seguenti carichi e sovraccarichi, organizzati in casi e combinazioni di carico per gli stati limiti in coerenza alle norme tecniche.

Pesi propri “G1”

I pesi propri degli elementi modellati (travi principali e secondarie, pali) sono stati automaticamente valutati dal software di calcolo, tramite geometria e pesi specifici assegnati ai materiali, in un caso dedicato “Dead”.

Peso specifico c.a.: $\gamma = 25,00 \text{ kN/mc}$

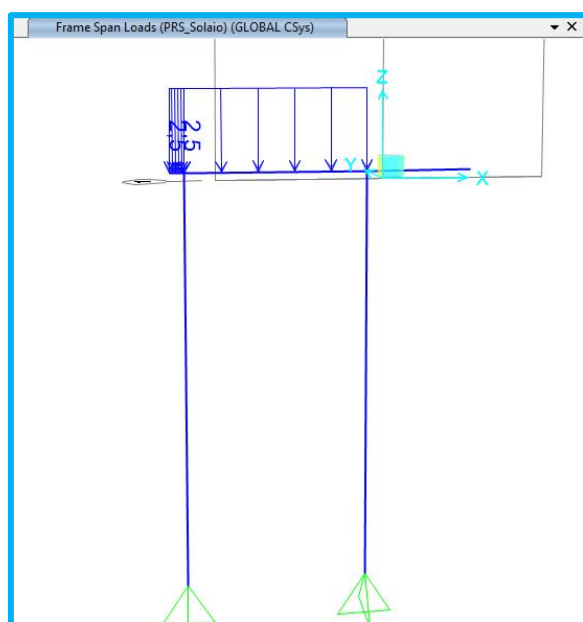
Sovraccarichi permanenti strutturali “G1”

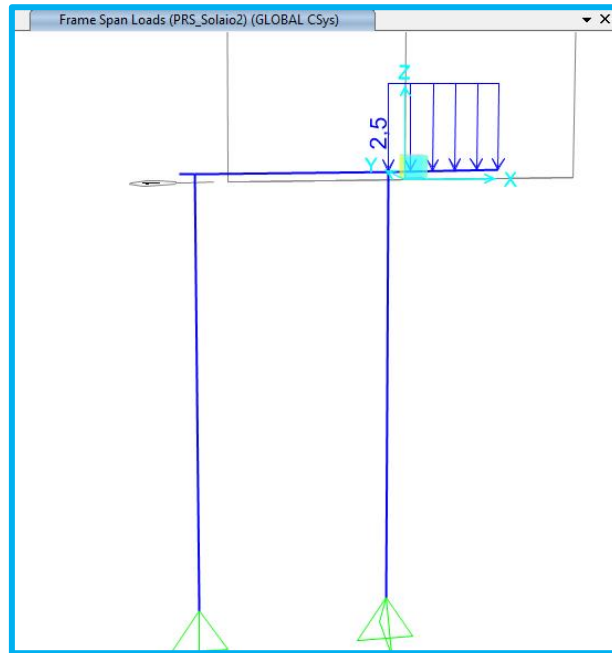
Pesi propri dei solai (non direttamente modellati come elementi geometrici ma solo come azioni di carico) distinti nelle due tipologie attribuite rispettivamente alla zona di campata e alla zona di sbalzo: “Solaio” e “Solaio2”.

“Solaio” (polistirene espanso 20+6): $p = 3,60 \text{ kN/mq}$;

“Solaio2” (alveolare 20+6): $p = 4,80 \text{ kN/mq}$.

Viste dei sovraccarichi applicati (in termini di interasse di competenza):





Sovraccarichi permanenti “G2”

Terrapieno del campo da gioco di spessore complessivo 70 cm assunto con peso specifico 20 kN/mc e distinto fra zona di campata e zona di sbalzo : “*Campo*” e “*Campo2*”.

$$g = 0,70 \text{ m} \times 20,00 \text{ kN/mc} = 14,00 \text{ kN/mq}$$

Distribuzione analoga a “Solaio” e “Solaio2”.

Sovraccarichi accidentali “Qi”

Azione verticale agente sul campo da gioco cautelativamente assunta con la possibilità di affollamento e distinta fra zona di campata e zona di sbalzo : “*Folla*” e “*Folla2*”.

I coeff. di combinazione tengono conto che la struttura supporta solo una porzione di campo da gioco, area quindi riservata alle attività sportive e non aperta agli spettatori.

$$q = 5,00 \text{ kN/mq} \quad \psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,5 \quad \psi_2 = 0,3;$$

Distribuzione analoga a “Solaio” e “Solaio2”.

Azioni di neve e vento

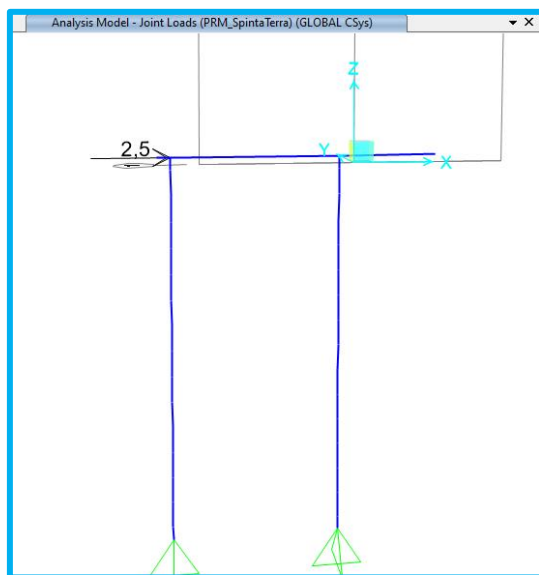
E' stata trascurata l'azione della neve in quanto non concomitante e meno gravosa rispetto al sovraccarico della folla. L'azione del vento non risulta rilevante per il tipo struttura in oggetto.

Spinta delle terre

Azione orizzontale del riempimento a tergo lato monte agente in direzione trasversale calcolato in termini di spinta a riposo del terreno (peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$) per l'altezza $h=1,40 \text{ m}$ e assunto come azione permanente (non strutturale) “*SpintaTerra*” distribuito linearmente.

$$s = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_0 = \frac{1}{2} \times 20,00 \times 1,40^2 \times 0,5 = 9,80 \text{ kN/m}$$

Vista dei sovraccarichi applicati (in termini di interasse di competenza) come forza nodale:



Azione sismica

Assunta attraverso lo spettro di progetto orizzontale necessario per un'analisi modale: si veda il capitolo dedicato.

Azione orizzontale in direzione trasversale X (comprensiva di eccentricità accidentale) “SLV-X_{qI}” e in direzione longitudinale Y (comprensiva di eccentricità accidentale) “SLV-Y_{qI}” valutate in entrambi i versi da cui l'involuppo di combinazione coglie la situazione più gravosa.

Per l'azione sismica in termini di statica equivalente (ai fini del controllo di affidabilità del modello) sono state considerati forze orizzontali nodali per il sisma nelle due direzioni X e Y nonché momento torcenti per le corrispondenti eccentricità accidentali.

3.3 Azione sismica

L'intervento, che riguarda una porzione di campo sportivo, è considerato una “costruzione con livelli di prestazione ordinari” da cui una vita nominale $V_N = 50$ anni e una costruzione di classe II (normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali) da cui un coefficiente d'uso $C_U = 1,0$.

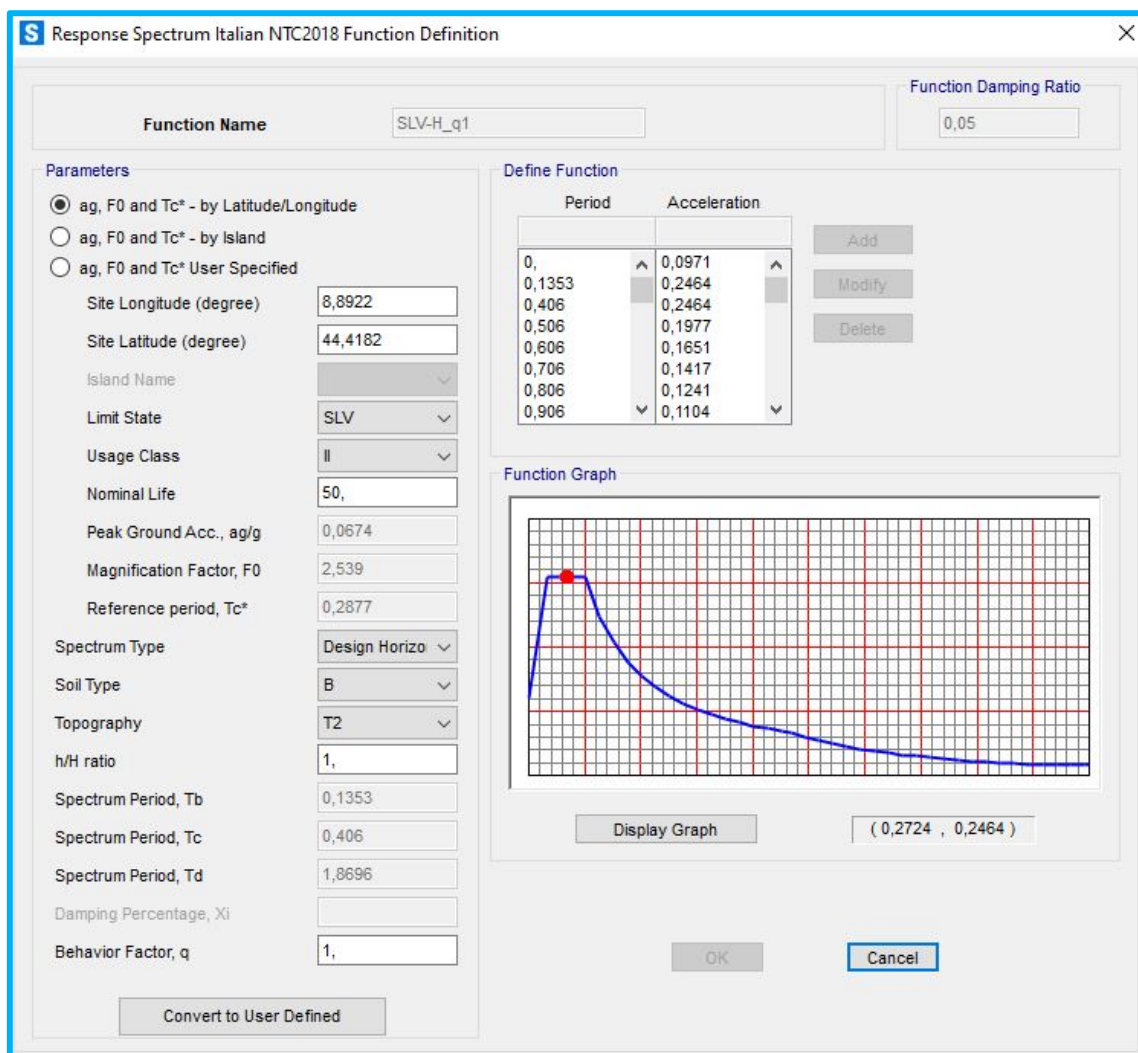
Complessivamente il periodo di riferimento vale $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni.

Il sito ricade in area classificata zona sismica 3 ai sensi D.G.R. Liguria 216 del 17/03/2017 ed è dotata dei seguenti parametri sismici di cui agli allegati A e B del D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni 2008) in relazione al periodo di riferimento per lo stato limite di salvaguardia della vita:

$$a_g = 0,0674g; \quad F_0 = 2,539; \quad T_C^* = 0,2877$$

Coerentemente con la relazione geologica è stato assunta una categoria di sottosuolo di tipo B ($S_S=1,2$) e una condizione topografica T2 ($S_T=1,2$), pendii inclinazione $i>15^\circ$, da cui un coefficiente di amplificazione locale $S = S_S \times S_T = 1,44$ e un valore di spettro di progetto massimo:

$$S_{d,max} = a_g \times F_0 \times S / q = 0,0674g \times 2,539 \times 1,44 / 1 = 0,2464g$$



3.4 Analisi modale

L'analisi modale è stata condotta differenziando il modello per sisma “verso valle” da quello per sisma “verso monte” caratterizzati da un diverso ritegno orizzontale dei pali di valle come già precedentemente espresso.

Come già anticipato, occorre scorporare dalle masse la quota relativa ai fusti dei pali che, ritenuti orizzontalmente dal terreno, non possono essere attivati (se non in minima parte sul tratto sommitale).

Si ricorda che la lunghezza dei pali è stata inizialmente assunta uniforme e pari a 15 m.

Per la struttura 1 la massa (peso) complessiva dei pali vale:

$$(2 \times 15) \times 15 \text{ m} \times 7,065 \text{ kN/mc} = 3.179 \text{ kN}$$

che in rapporto al peso complessivo in condizione sismica 12.612 kN rappresenta circa il 25%.

Struttura 1A - “verso valle”

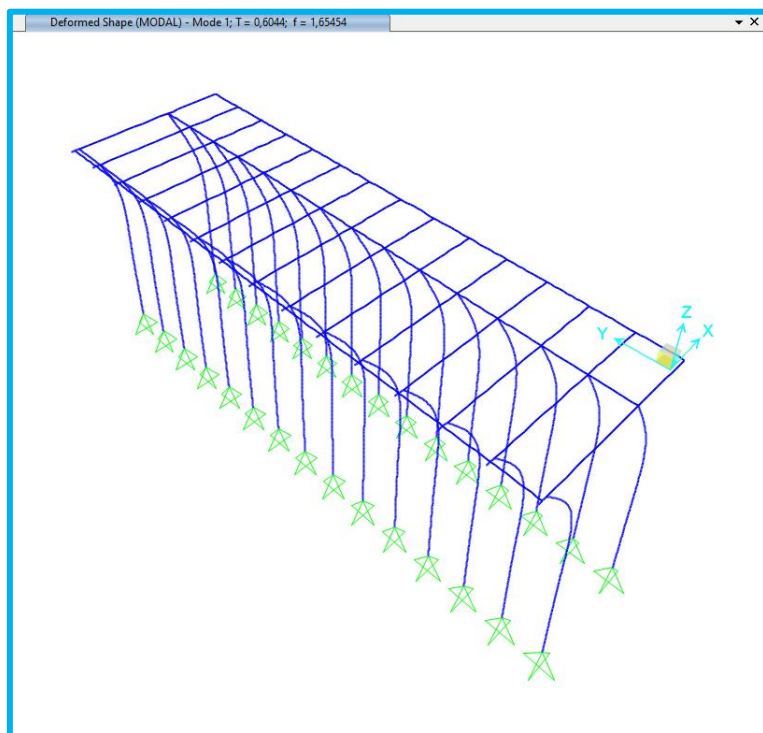
Si riporta la tabella della partecipazione delle masse dei primi tre modi di vibrare :

	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,604398	0,79247	0,00072	0	0,79247	0,00072	0
2	0,589089	0,00583	0,11291	0	0,7983	0,11363	0
3	0,450603	4,37E-006	0,6757	4,23E-020	0,79831	0,78934	4,27E-020
	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,604398	2,04E-005	0,09058	0,00529	2,04E-005	0,09058	0,00529
2	0,589089	0,00317	0,00066	0,68844	0,0032	0,09125	0,69373
3	0,450603	0,01871	4,75E-007	0,09643	0,02191	0,09125	0,79016

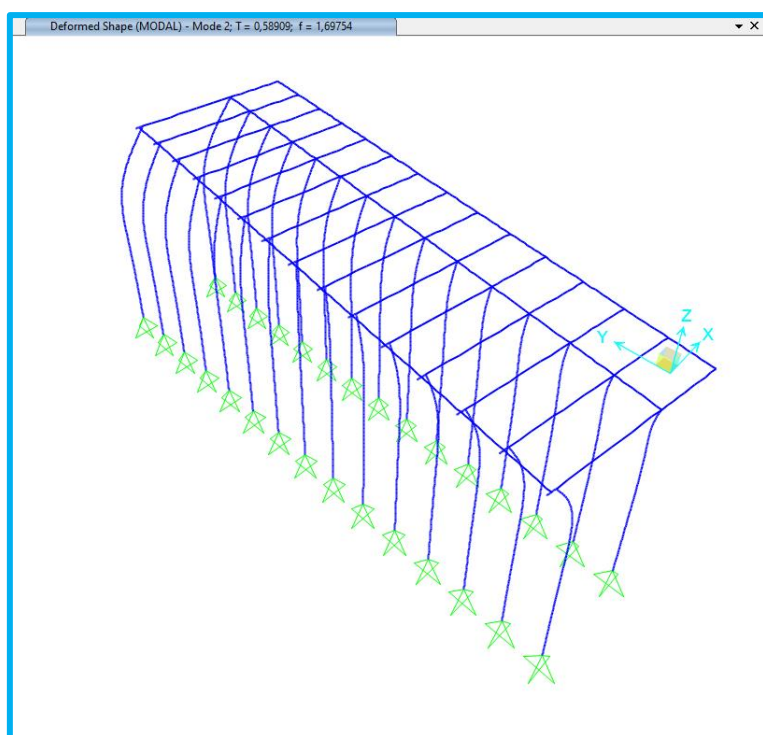
Nei primi tre modi di vibrare viene mobilitata la massa nelle due direzioni (SumUX e SumUY) per una quota pari a circa 80%: aliquota ben accettabile considerato come circa il 25% della massa complessiva è costituita dal fusto dei pali che quindi, in prevalenza, non può essere mobilitata poiché vincolata dai ritegni elastici diffusi.

Si riportano le deformate dei primi tre modi.

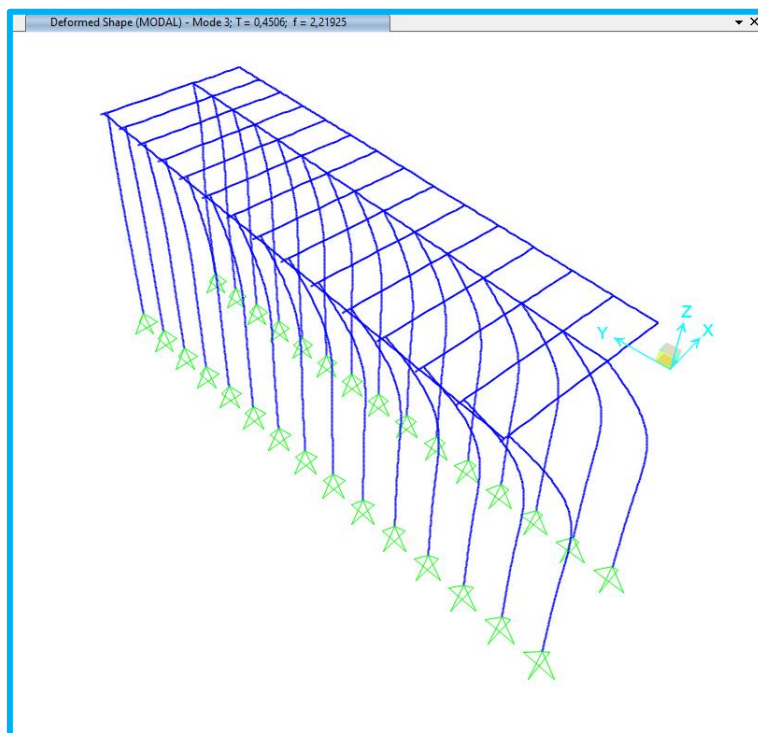
1° modo (flessionale lungo X)



2° modo (torsionale)



3° modo (flessionale lungo Y e torsionale)



Poiché nella modellazione si è considerata l'interazione struttura-terreno (tramite i ritegni orizzontali distribuiti lungo i pali) è necessario rispettare la condizione di norma di cui alle NTC 2018 §7.2.6 per cui l'azione sismica adottata sia almeno il 70% dell'azione sismica corrispondente alla struttura a vincoli rigidi (*) su suolo rigido (suolo tipo A).

$$S_d(T_1) = S_d(0,604 \text{ s}) = 0,165g$$

$$S_d(T_1)^{(*)}|_{\text{suolo A}} \leq S_{d,\max}^{(*)}|_{\text{suolo A}} = S_{d,\max}|_{\text{suolo B}} / S_S = 0,2464g / 1,2 = 0,205g$$

$$S_d(T_1) = 0,165g > 0,70 \cdot S_d(T_1)^{(*)}|_{\text{suolo A}} = (0,70 \cdot 0,205g) = 0,144g \quad \text{Verifica.}$$

Struttura 1B - “verso monte”

Si riporta la tabella della partecipazione delle masse dei primi tre modi di vibrare:

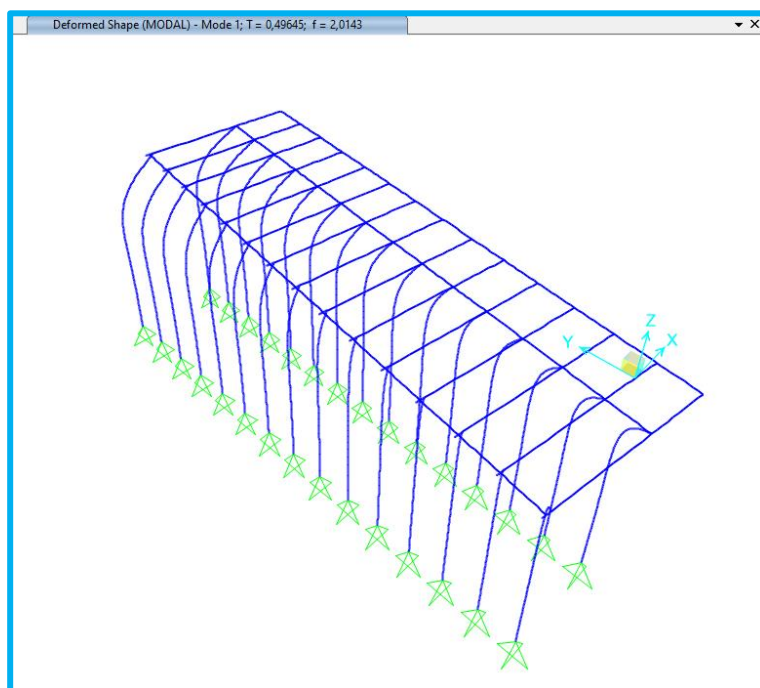
	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,496451	0,00047	0,48417	0	0,00047	0,48417	0
2	0,464838	0,78856	0,00077	0	0,78903	0,48493	0
3	0,424751	0,0003	0,3044	5,05E-020	0,78933	0,78934	5,99E-020

	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,496451	0,01349	0,09058	0,00529	2,04E-005	0,09058	0,00529
2	0,464838	2,13E-005	0,00066	0,68844	0,0032	0,09125	0,69373
3	0,424751	0,00839	4,75E-007	0,09643	0,02191	0,09125	0,79016

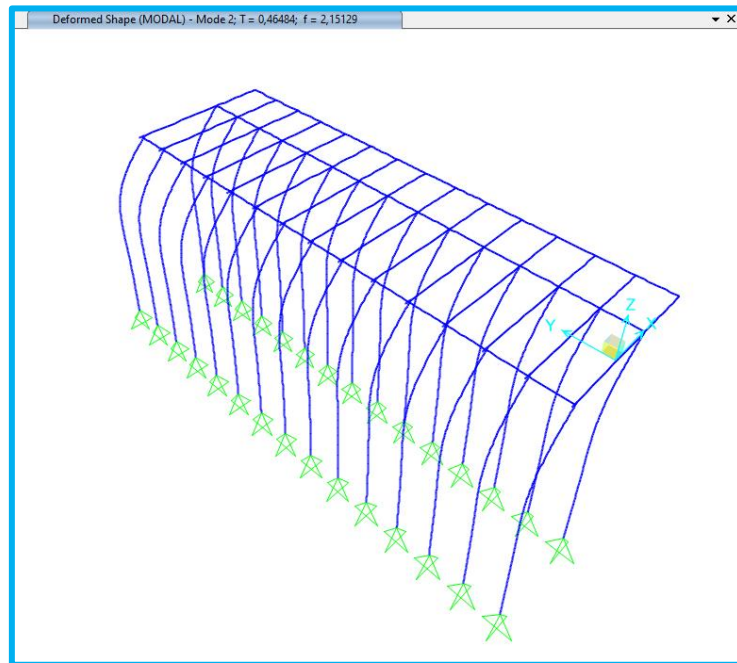
Nei primi tre modi di vibrare viene mobilitata la massa nelle due direzioni (SumUX e SumUY) per una quota pari a circa 79%: aliquota ben accettabile considerato come circa il 25% della massa complessiva è costituita dal fusto dei pali che quindi, in prevalenza, non può essere mobilitata poiché vincolata dai ritegni elastici diffusi.

Si riportano le deformate dei primi tre modi.

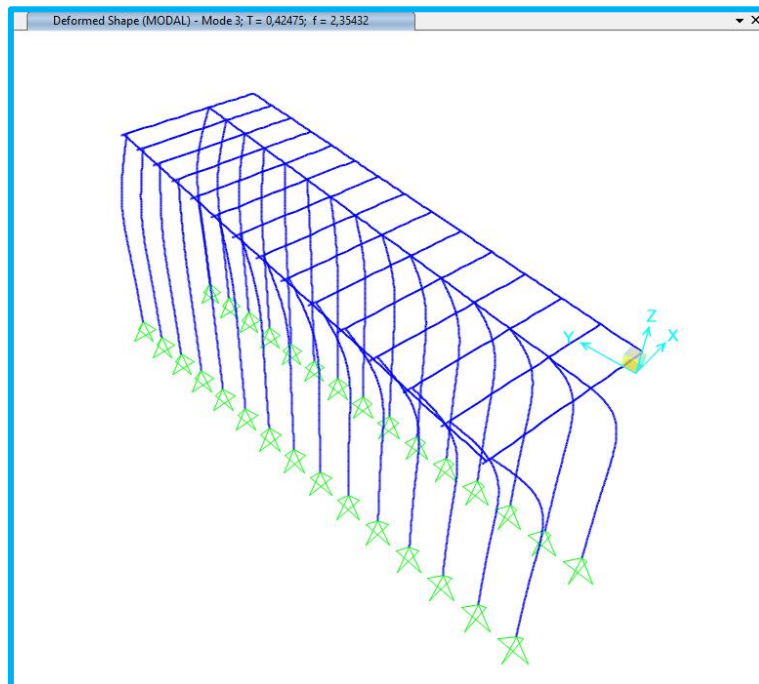
1° modo (flessionale lungo Y)



2° modo (flessionale lungo X e torsionale)



3° modo (flessionale lungo Y)



I modi di vibrare sono qualitativamente analoghi al caso precedente, salvo un diverso ordine e una maggiore rigidezza d'insieme testimoniata dai periodi inferiori.

Verifica della condizione NTC 2018 §7.2.6 per cui l'azione sismica adottata sia almeno il 70% dell'azione sismica corrispondente alla struttura a vincoli rigidi (*) su suolo rigido (suolo tipo A).

$$S_d(T_1) = S_d(0,496 \text{ s}) = 0,202g$$

$$S_d(T_1)^{(*)}|_{\text{suolo A}} \leq S_{d,\max}^{(*)}|_{\text{suolo A}} = S_{d,\max}|_{\text{suolo B}} / S_S = 0,2464g / 1,2 = 0,205g$$

$$S_d(T_1) = 0,202g > 0,70 \cdot S_d(T_1)^{(*)}|_{\text{suolo A}} = (0,70 \cdot 0,205g) = 0,144g \quad \text{Verifica.}$$

3.5 Combinazioni dei carichi

In ottemperanza alle vigenti norme e in relazione alle specificità della struttura sono state considerate le seguenti combinazioni di carico definite dalla combinazione dei casi di carico e dei coefficienti di combinazione.

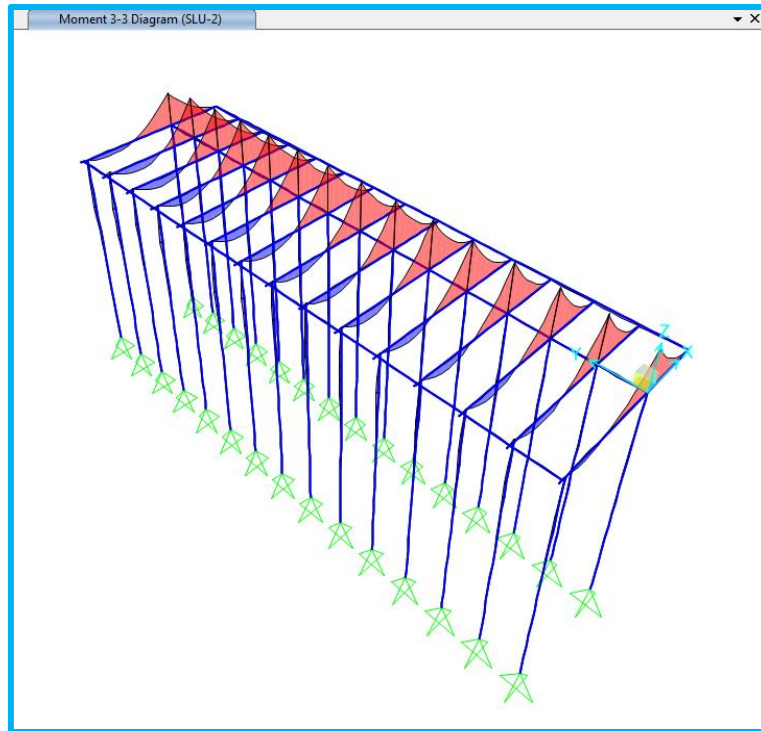
	Dead	Solaio	Solaio2	Campo	Campo2	Folla	Folla2	SpintaTerra	R. Spectrum SLV-X	R. Spectrum SLV-Y
	G1	G1	G1	G2	G2	Q	Q	G2	E	E
SLU-0	1,3	1,3	1,3	1,5	1,5	0	0	1,5	-	-
SLU-2	1,3	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	-	-
SLE_Travi-Rara	1	1	1	1	1	1	1	0	-	-
SLE_Travi-Freq	1	1	1	1	1	0,5	0,5	0	-	-
SLE_Travi-QPrm	1	1	1	1	1	0,3	0,3	0	-	-
SLE_Pali	1	1	1	0,8	0,8	0	0	1	-	-
SL_CarichiSisma	1	1	1	1	1	0,3	0,3	1	-	-
Masse Partecipanti	1	1	1	1	1	0,3	0,3	-	-	-
SLV-X	1	1	1	1	1	0,3	0,3	1	1	-
SLV-Y	1	1	1	1	1	0,3	0,3	1	-	1
SLV-XY	1	1	1	1	1	0,3	0,3	1	1	0,3
SLV-YX	1	1	1	1	1	0,3	0,3	1	0,3	1

Rispetto alle indicazioni di norma sono state operate alcune modifiche di maggior cautela nei coefficienti impiegati che saranno meglio discussi nel seguito.

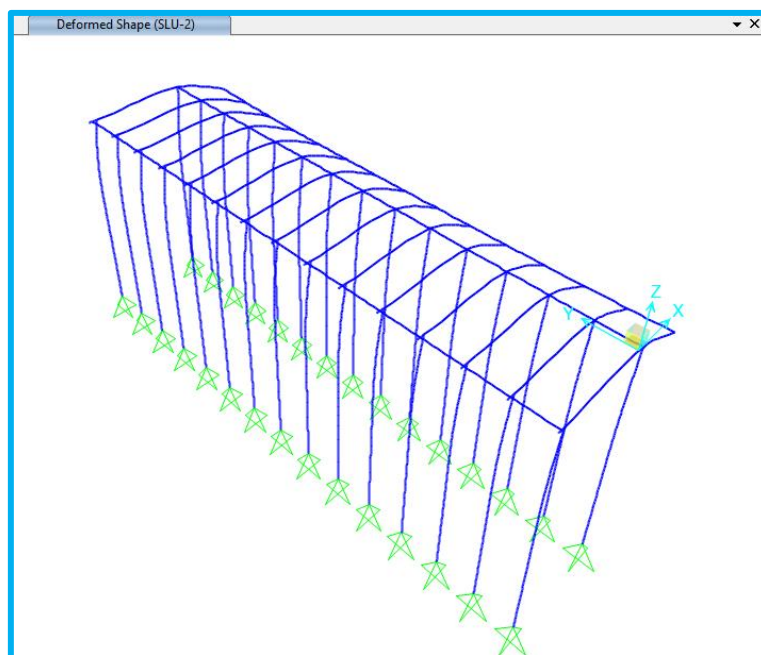
3.6 Sollecitazioni risultanti Struttura 1

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni nei casi più significativi.

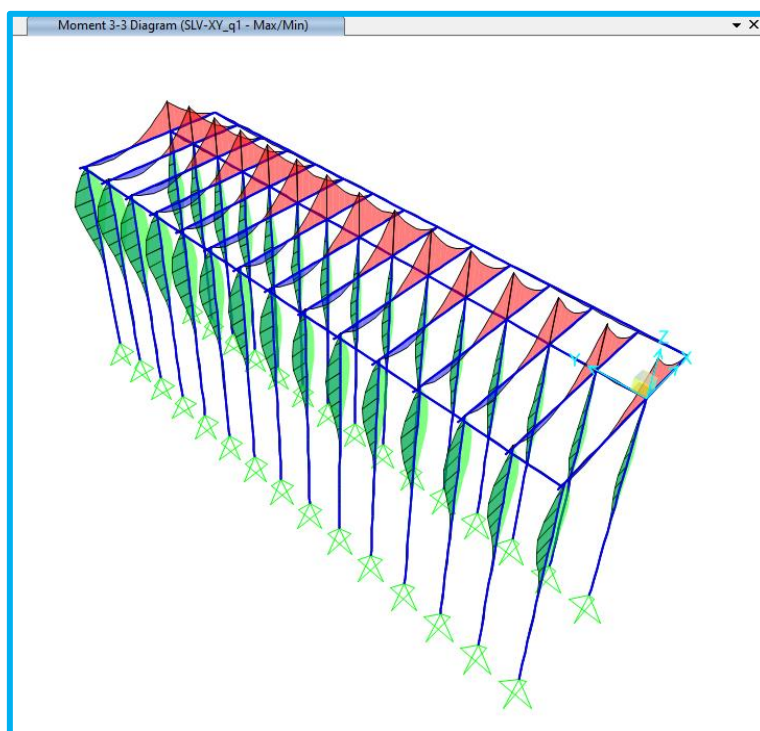
Modello A – SLU-2 – Momento M3



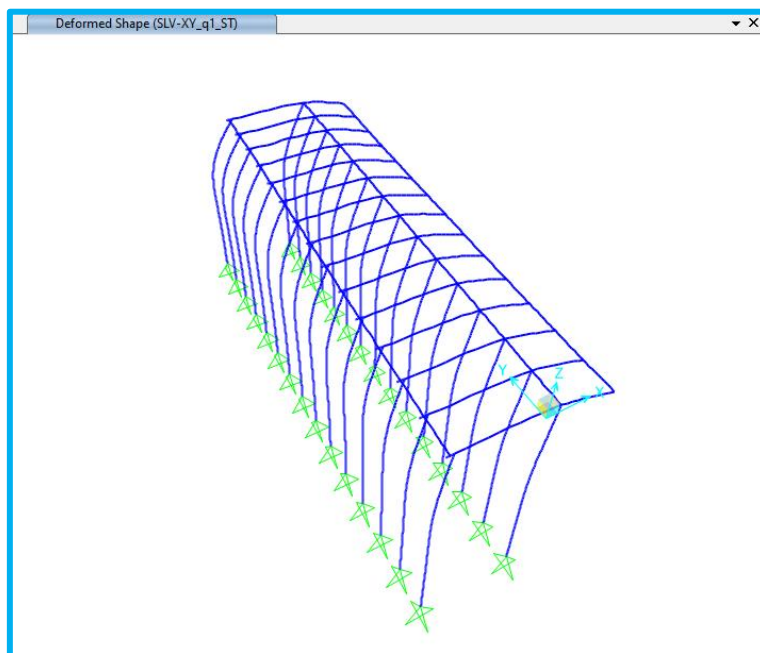
Modello A – SLU-2 – Deformata



Modello A – SLV-XY – Momento M3



Modello A – SLV XY – Deformata



NB. Le viste del modello B sono qualitativamente analoghe.

Combinazione “SLU-2”

Massimizza i carichi verticali per la verifica di travi principali e per la portata verticale dei pali.

I modelli A e B sono sostanzialmente sovrapponibili.

Diagramma del telaio tipo Modello A – Momento flettente principale M3

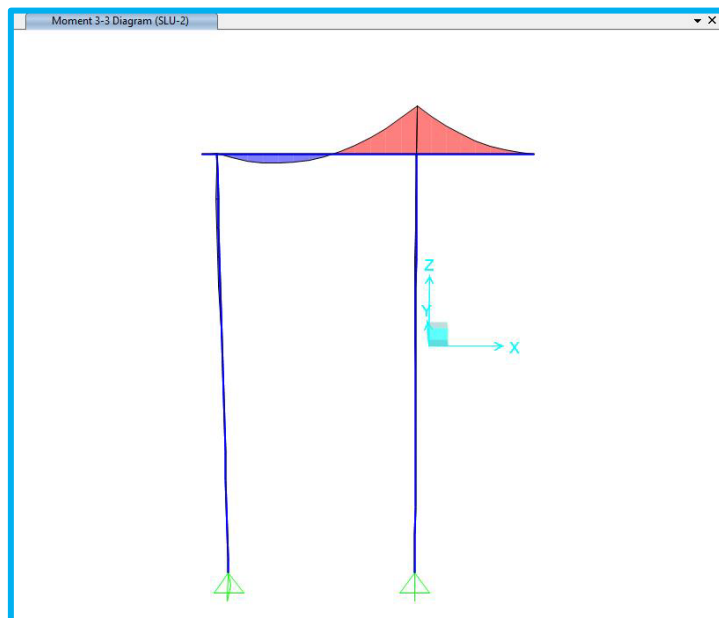
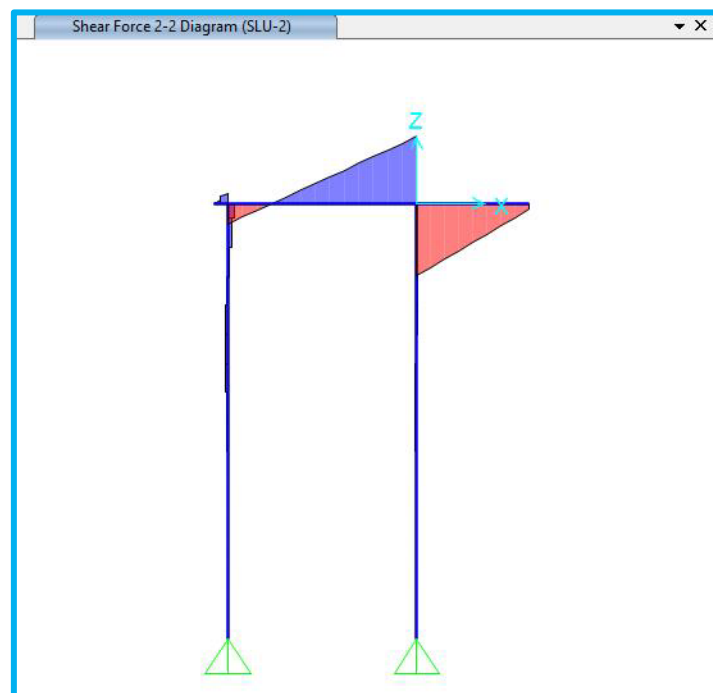


Diagramma del telaio tipo Modello A – Sforzo di taglio principale V2



Combinazione “SLV-XY”

Si massimizzano gli sforzi orizzontali per la verifica flessionale dei pali.

Il modello A (sisma “verso valle”) massimizza gli sforzi sui pali di monte, il modello B (sisma “verso monte”) è invece il più gravoso per i pali di valle.

Diagramma del telaio tipo modello A – Momento flettente principale M3

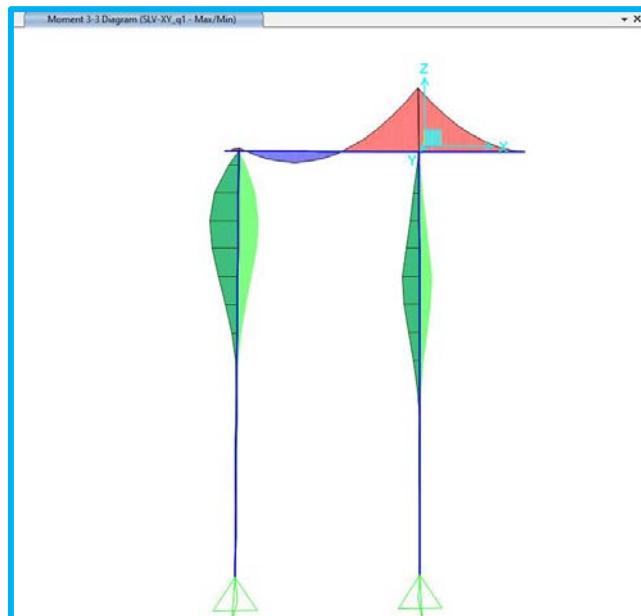
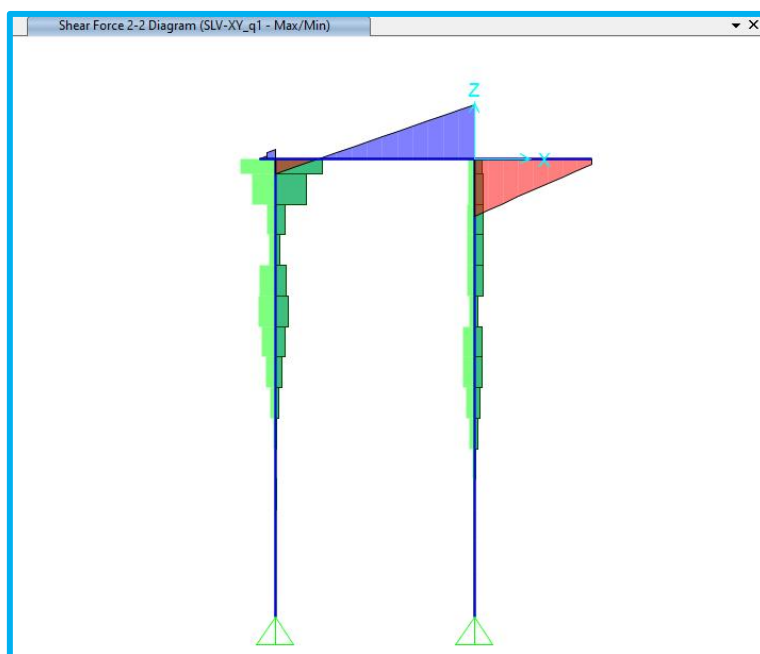


Diagramma del telaio tipo modello A – Sforzo di taglio principale V2



NOTA: l'andamento discontinuo del diagramma di taglio nei pali è coerente al fatto che i ritegni orizzontali a simulazione del terreno sono stati discretizzati.

Diagramma del telaio tipo modello B – Momento flettente principale M3

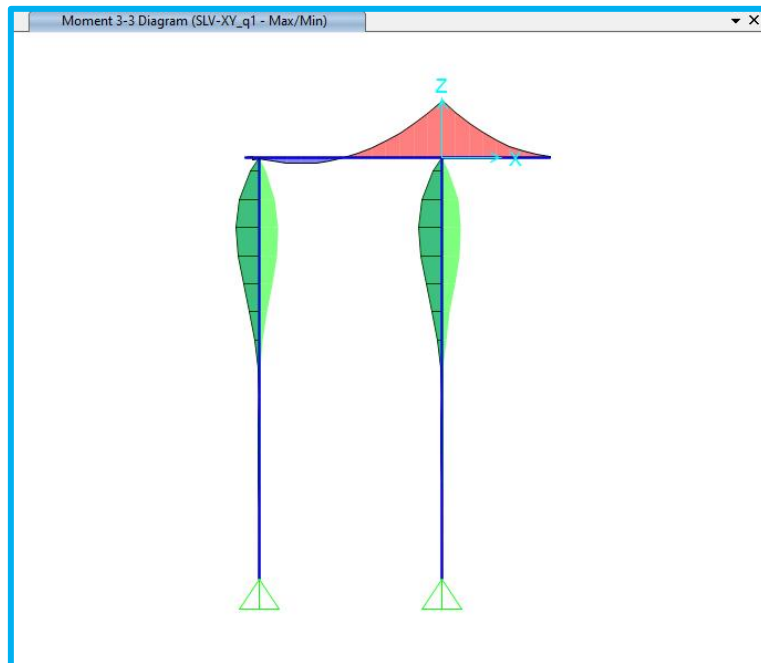
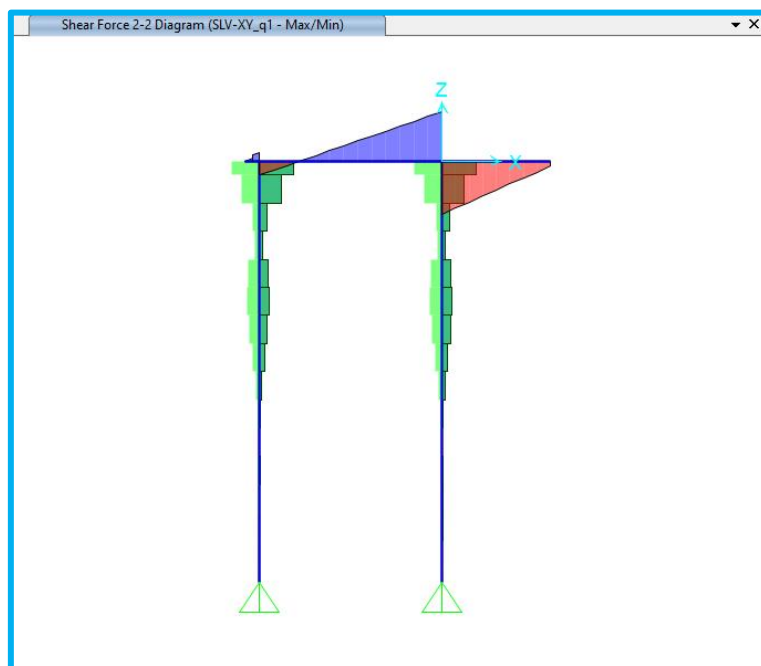


Diagramma del telaio tipo modello B – Sforzo di taglio principale V2



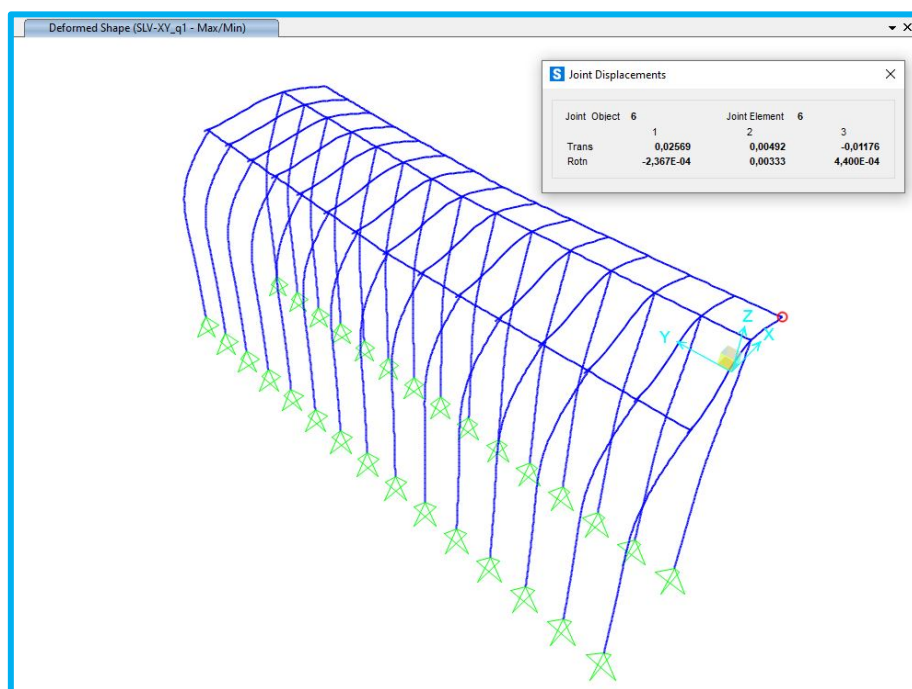
Combinazioni “SLV-XY” e SLV-YX”

Le combinazioni sismiche determinano i maggiori spostamenti della struttura.

Si riscontrano gli spostamenti massimi alle estremità dell'impalcato che sono cautelativamente assunti, ai fini delle verifiche di deformabilità di insieme, in luogo di quelli che competerebbero al meno impegnativo SLD.

Struttura 1

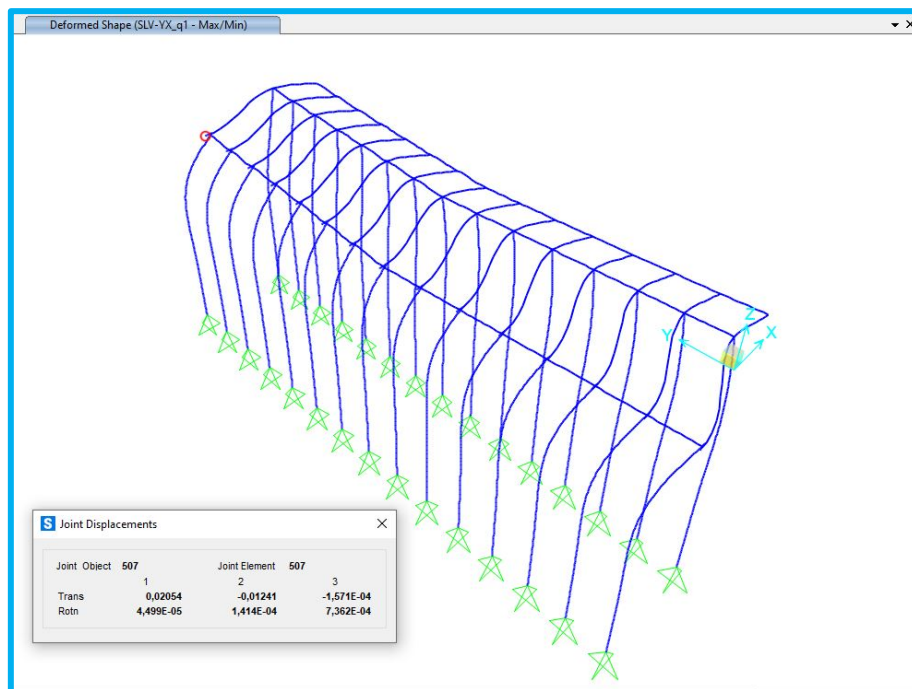
La “SLV-XY” determina i massimi spostamenti orizzontali in direzione trasversale (più gravosi in direzione valle dal Modello A).



Joint Displacements					
Joint Object		6		Joint Element	
		1	2	3	
Trans		0,02569	0,00492	-0,01176	
Rotn		-2,367E-04	0,00333	4,400E-04	

Massimi spostamenti dei vertici: $\delta_x = \pm 2,57 \text{ cm}$; $\delta_y = \pm 0,49 \text{ cm}$.

La “SLV-YX” determina invece i massimi in direzione longitudinale (più gravosi nel Modello A a causa della differente rigidezza degli allineamenti di pali che induce maggiori effetti torsionali di insieme).



S Joint Displacements				
Joint Object	507	Joint Element	507	
	1	2	3	
Trans	0,02054	-0,01241	-1,571E-04	
Rotn	4,499E-05	1,414E-04	7,362E-04	

Massimi spostamenti dei vertici: $\delta_x = \pm 2,05 \text{ cm}$; $\delta_y = \pm 1,24 \text{ cm}$.

Struttura 2

Per la struttura 2 sono attesi spostamenti ancor più ridotti in quanto i sistemi resistenti (palificazioni) sono analoghi mentre ridotta è l'estensione dell'impalcato e quindi masse e azioni sismiche conseguenti.

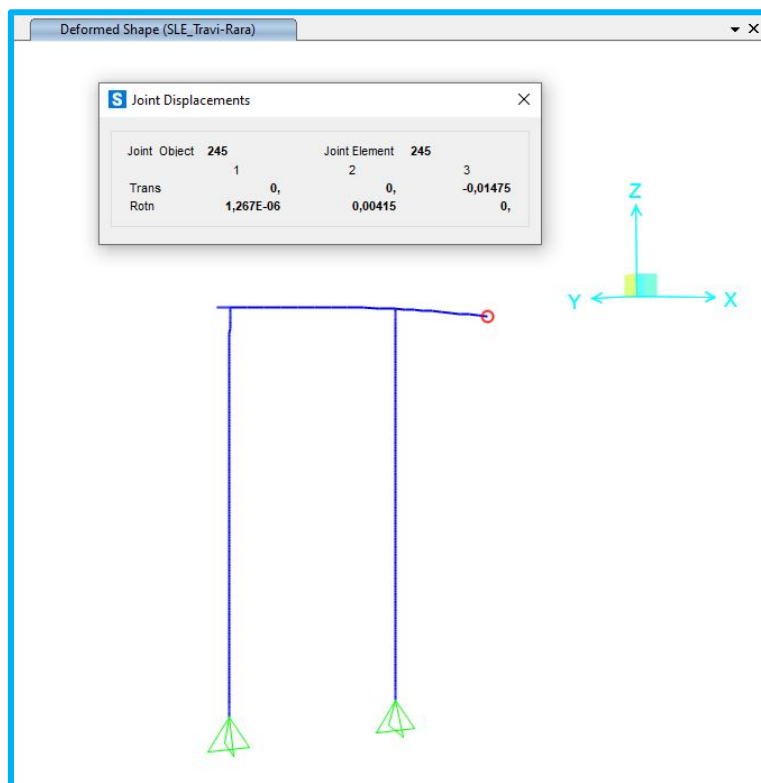
Il giunto sismico può pertanto considerarsi, con ampia cautela dell'ordine di un decimetro (salvo maggiore distacco per esigenze realizzative).

Combinazioni SLE

Ai fini delle verifiche SLE interessano principalmente le condizioni di fessurazione delle travi principali all'estradosso (essendo permanentemente sottoposte a un significativo momento flettente negativo a causa del rilevante sbalzo).

All'attuale stato di progettazione, in cui le travi principali sono predimensionate su schemi tipo di produzione, non è utile approfondire. Si considera comunque che il predimensionamento è stato fatto considerando la sezione finita rettangolare 50x50 trascurando il contributo della caldana laterale che, in corrispondenza del ammassimo momento negativo provocato dalla mensola, può ospitare idonee orditure integrative per il controllo della fessurazione e il miglioramento delle prestazioni.

Si riporta la deformata del telaio tipo in condizioni SLE Rara (massima deformazione di esercizio) :



Il massimo abbassamento all'estremità dello sbalzo risulta di 1,48 cm pari a $L/540$, valore di deformazione assolutamente accettabile in considerazione che si tratta di un campo da gioco (e peraltro all'atto della realizzazione del terrapieno la superficie può facilmente essere disposta in piano recuperando mediante un maggior spessore).

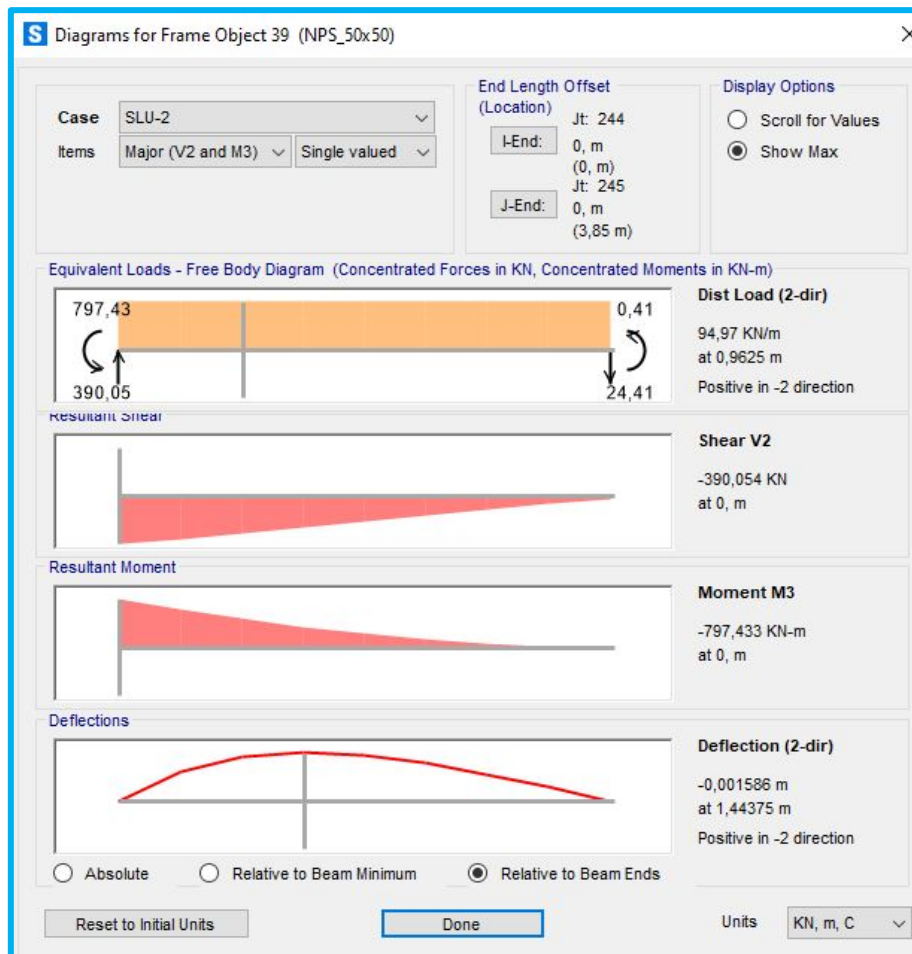
3.7 Verifica elementi della Struttura 1

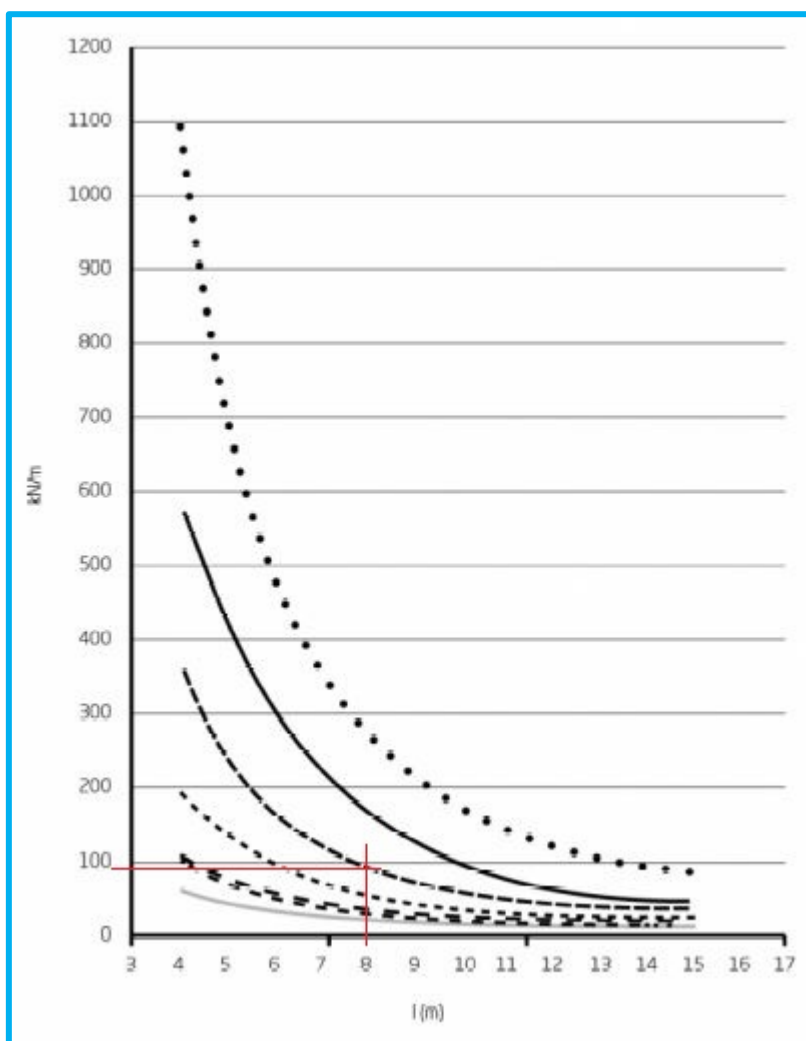
Si fa riferimento agli elementi maggiormente sollecitati e alla combinazione sismica più gravosa per il caso specifico.

Travi principali

Si considera la trave sull'allineamento centrale, in particolare la sezione di massimo momento dello sbalzo nella combinazione SLU-2 che massimizza lo sforzo sullo sbalzo.

Diagrammi sollecitazioni dello sbalzo:





—	Residenziale / Residential B300xH240 mm
- - - -	Residenziale / Residential B400xH300 mm
- . - . - .	Residenziale / Residential B500xH350 mm
- - - - -	Infrastrutture / Infrastructure B500xH450 mm
—	Infrastrutture / Infrastructure B700xH500 mm
.	Infrastrutture / Infrastructure B800xH600 mm

Per una luce di 8 m (e analogamente per una mensola di 4 m) il predimensionamento indica, per una sezione B500xH800 circa 90 kN/m di carico paragonabile al caso in oggetto.

Per mero confronto si rileva una corrispondente sezione in carpenteria di acciaio che potrebbe soddisfare le prestazioni statiche (soluzione che non è stata scelta in ragione delle maggiori difficoltà operative e di protezione dell'elemento) in maniera confrontabile.

La rigidezza della trave prefabbricata è stata modellata (con rigidezza equivalente):

$$\begin{aligned}(EI)_{eq} &= E_{eq} \times I = 1,88 \cdot E_{cls} \times (bh^3/12) = \\ &= (1,88 \cdot 323.080 \text{ daN/cm}^2) \times (50 \cdot 50^3) \text{ cm}^4 / 12 = \\ &= 3,1635 \cdot 10^{11} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2\end{aligned}$$

Considerando una sezione di carpenteria di acciaio composta da 2 HEA450 in acciaio S275 si avrebbe

$$(EI)_{2HEA450} = 2 \cdot 2.100.000 \text{ daN/cm}^2 \cdot 63.720 \text{ cm}^4 = 2,6762 \cdot 10^{11} \text{ daN} \cdot \text{cm}^2$$

quindi con deformazioni dello stesso ordine.

Il momento resistente risulterebbe anche sovrabbondante :

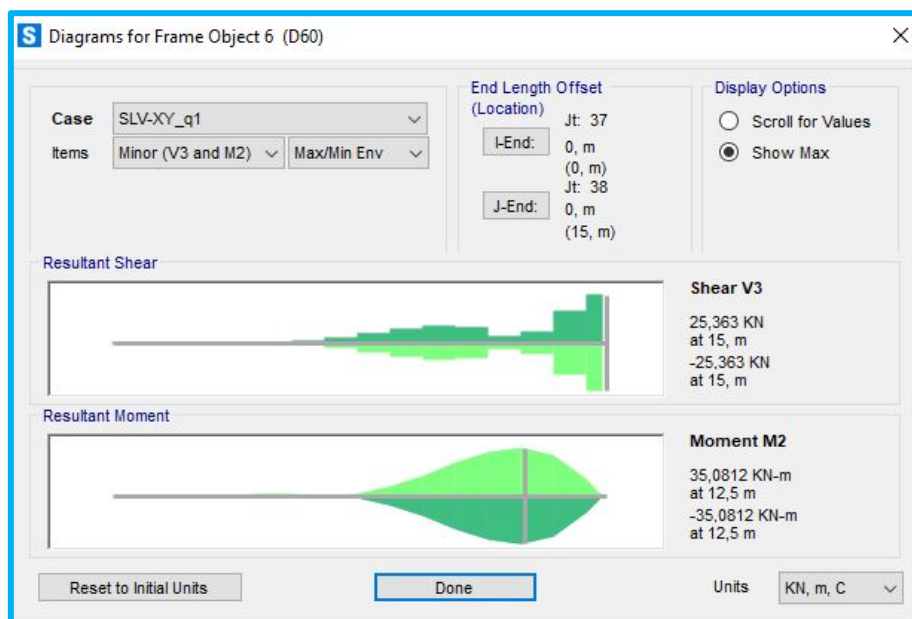
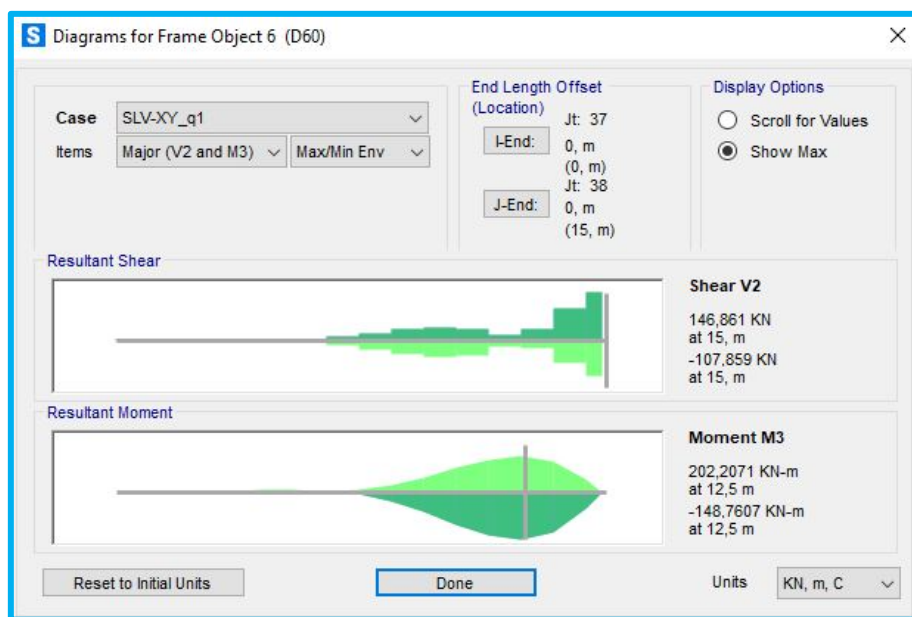
$$\begin{aligned}(M_{Rd})_{2HEA450} &= 2 \cdot W_{el} \cdot f_{yd} = 2 \cdot 2896 \text{ cm}^3 \cdot (2750/1,05) \text{ daN/cm}^2 = 15.169.524 \text{ daN/cm}^2 = \\ &= 1.517 \text{ kNm} > M_{sd} = 797 \text{ kNm}\end{aligned}$$

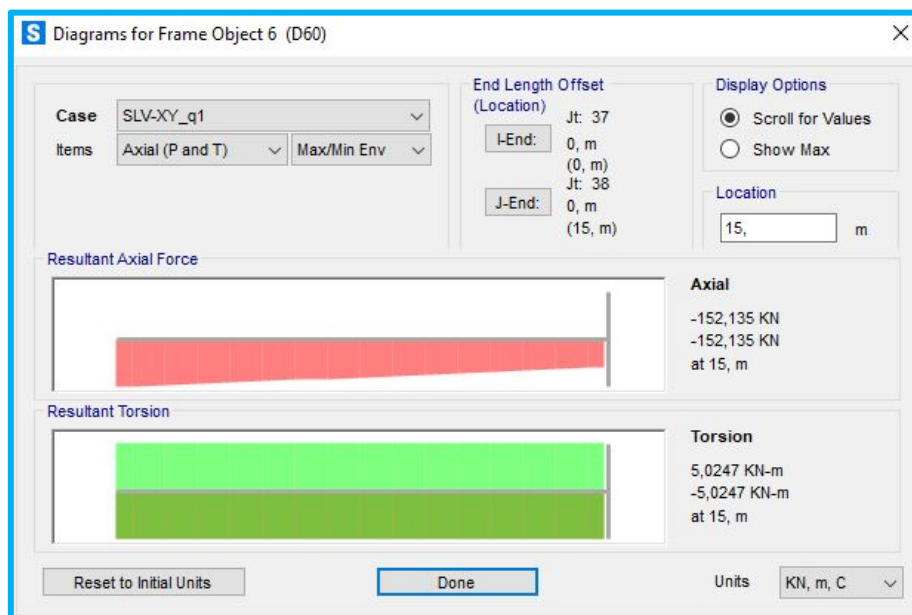
Pali di monte (allineamenti interni)

Si considera la combinazione sismica SLV_XY del modello A (“verso valle”) che massimizza lo sforzo flettente sui pali di monte.

Si devono verificare separatamente il palo di bordo e il primo palo interno in quanto hanno flessione paragonabile ma diverso sforzo verticale.

Diagrammi sollecitazioni Palo interno (picchetto 14):





Si ricorda che il diagramma del modello f.e.m. non tiene conto del trasferimento laterale del palo e,cautelativamente, sforzo assiale nullo (la sezione reagirebbe al carico con un incremento del momento resistente).

$$M_{Sd} = \sqrt{(M3^2 + M2^2)} = \sqrt{(202,2^2 + 35,1^2)} = 205,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Rd}(N=0) = 256 \text{ kNm} > M_{Sd} \quad \text{Verifica.}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: D60_12f18

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : D60_12f18

Sezione circolare cava

Raggio esterno 30 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 12

Diametro barre 1.8 [cm]

Copriferro (baric.) 6 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☒ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 55,33 kN

M_{xEd} 0 126 kNm

M_{yEd} 0 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 C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8

ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 256 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

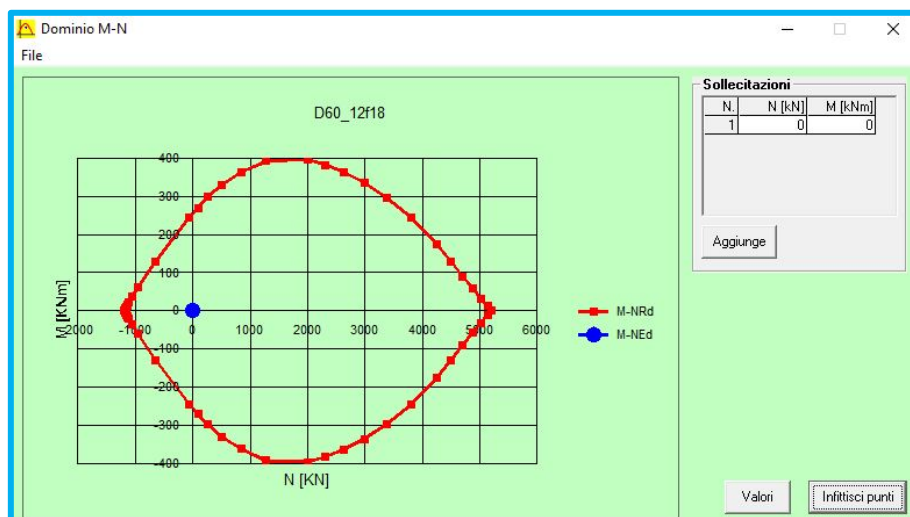
ϵ_s 3,5 ‰

ϵ_s 9,552 ‰

d 54 cm

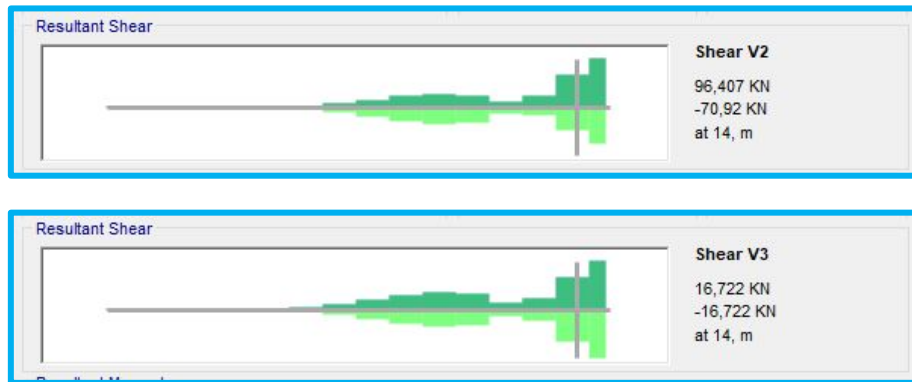
x 14,48 x/d 0,2682

δ 0,7752



Per la sezione in sommità – in corrispondenza del plinto ($z = -1$ m) – si esegue la verifica a taglio con sforzo normale pari alla sommità $N = 152$ kN.

Si considerano gli sforzi di taglio nelle due direzioni e si combinano:



$$V_{Sd} = \sqrt{V2^2 + V3^2} = \sqrt{96,41^2 + 16,72^2} = 97,85 \text{ kN}$$

Secondo le indicazioni bibliografiche correnti (Bollettino CEB n. 137 allegato n. 5) per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare equivalente definita dalle dimensioni:

$$b_e = 0,9 \cdot D = 0,9 \cdot 60 = 54 \text{ cm} \quad (\text{base equivalente})$$

$$d_e = 0,45 \cdot D + 0,64 \cdot (d - D/2) = 0,45 \cdot 60 + 0,64 \cdot (54 - 60/2) = 42,36 = 42 \text{ cm}$$

Taglio resistente sezione in calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$):

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [0,18 \cdot 1,690 \cdot 2,033 / 1,5 + 0,15 \cdot 0,537] \cdot 540 \cdot 420 = \\ &= [0,412 + 0,081] \cdot 540 \cdot 420 = 111.812 \text{ N} = 111,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$k = 1 + \sqrt{200 / d} = 1 + \sqrt{200/420} = 1,690 < 2$$

$$\rho_l = 3 \phi 18 / A_{c,e} = 0,00336 \text{ (assunto cautelativamente } 1/4 \text{ dell'acciaio distribuito)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 0,537 < 0,2 f_{cd} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd(\text{calcestruzzo})} > V_{sd} \quad \text{Verifica.}$$

E' comunque presente anche la staffatura in acciaio B450c ($f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$)

Taglio resistente sezione staffata:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= 0,9 \cdot d_e \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha = \\ &= 0,9 \cdot 420 \cdot (157 / 140) \cdot 391,3 \cdot 1 \cdot 1 = 165.872 \text{ N} = 165,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$A_{sw} = 2 \phi 10 = 157 \text{ mm}^2$$

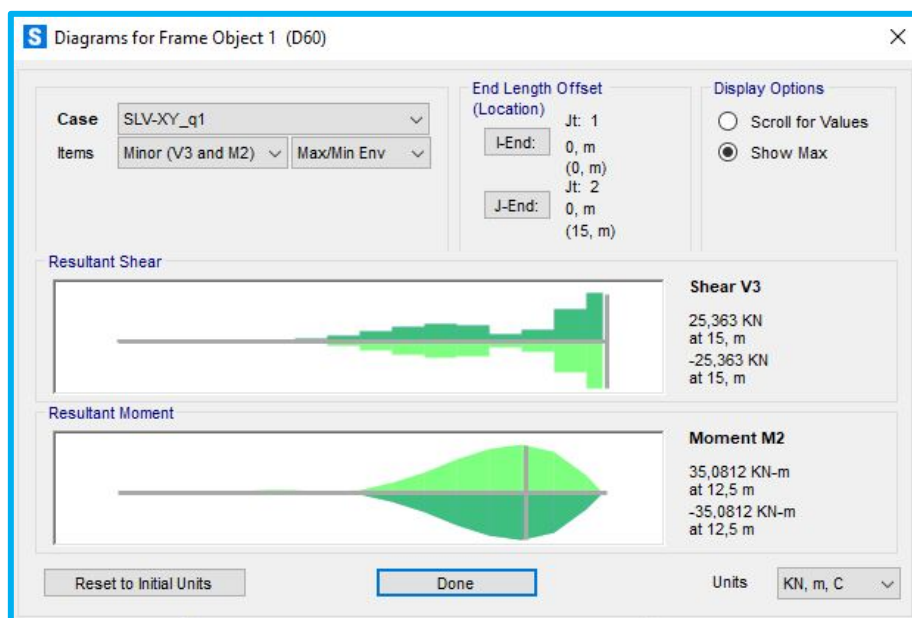
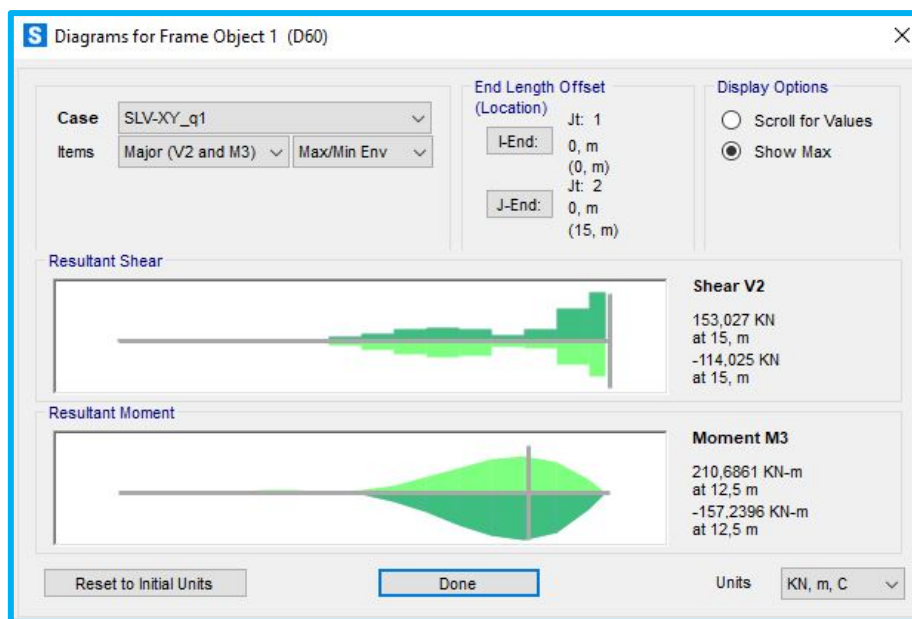
$$\alpha = 90^\circ; \quad \text{ctg } \theta = 1.$$

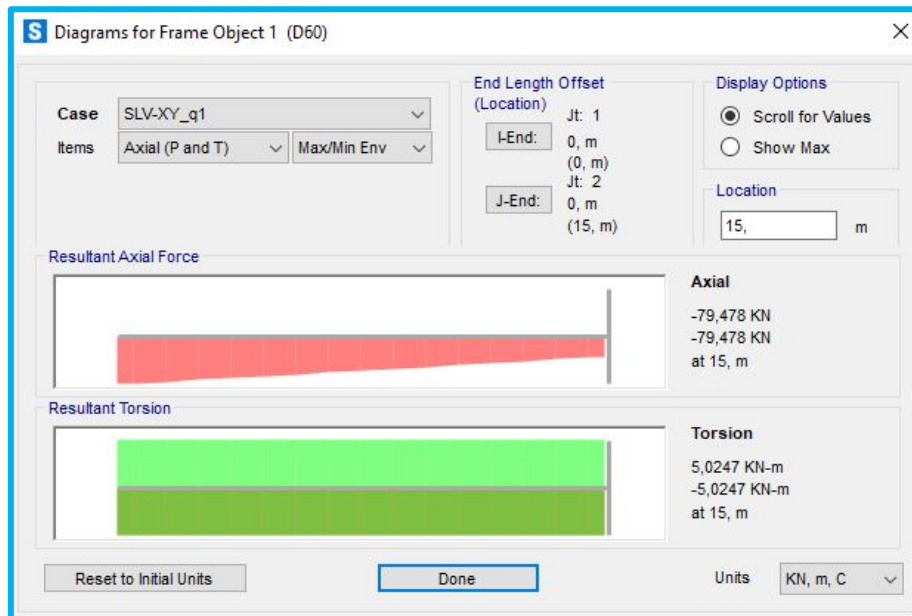
Pali di monte (allineamenti di bordo)

Si considera la combinazione sismica SLV_XY del modello A (“verso valle”) che massimizza lo sforzo flettente sui pali di monte.

Si verifica il palo di bordo picchetto 15 che risulta maggiormente sollecitato (benché i valori siano sostanzialmente paragonabili con quelli del picchetto 1).

Diagrammi sollecitazioni Palo di bordo (picchetto 15):





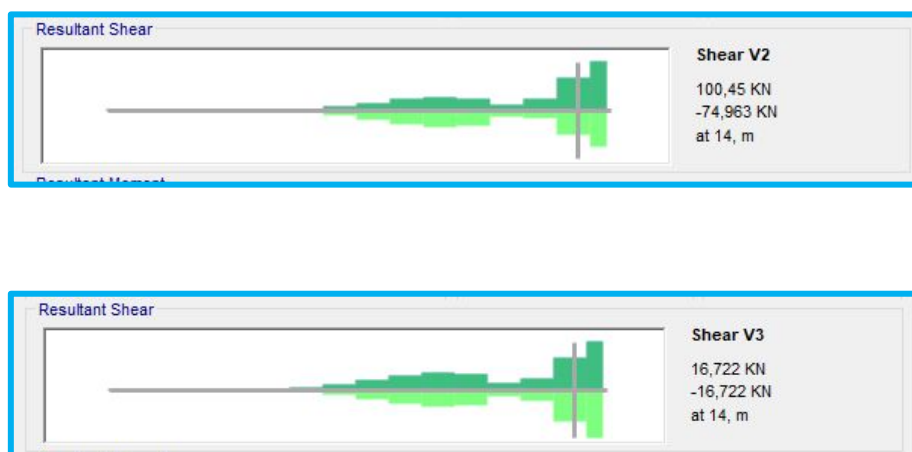
Si procede analogamente al palo di monte interno precedentemente verificato con la medesima sezione.

$$M_{Sd} = \sqrt{M3^2 + M2^2} = \sqrt{210,7^2 + 25,4^2} = 212,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Rd}(N=0) = 256 \text{ kNm} > M_{Sd} \quad \text{Verifica.}$$

Per la sezione in sommità – in corrispondenza del plinto ($z = -1 \text{ m}$) – si esegue la verifica a taglio con sforzo normale pari alla sommità $N = 79 \text{ kN}$.

Si considerano gli sforzi di taglio nelle due direzioni e si combinano :



$$V_{Sd} = \sqrt{V2^2 + V3^2} = \sqrt{100,5^2 + 16,72^2} = 101,9 \text{ kN}$$

Analogamente si procede alla verifica a taglio considerando la sezione rettangolare equivalente.

Taglio resistente sezione in calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$):

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [0,18 \cdot 1,690 \cdot 2,033 / 1,5 + 0,15 \cdot 0,280] \cdot 540 \cdot 420 = \\ &= [0,412 + 0,042] \cdot 540 \cdot 420 = \\ &= 102.951 \text{ N} = 102,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200/420)} = 1,690 < 2$$

$$\rho_l = 3 \phi 18 / A_{c,e} = 0,00336 \text{ (assunto cautelativamente } 1/4 \text{ dell'acciaio distribuito)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 0,280 < 0,2 f_{cd} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd(\text{calcestruzzo})} > V_{sd} \quad \text{Verifica.}$$

E' comunque presente anche la staffatura in acciaio B450C ($f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$)

Taglio resistente sezione staffata:

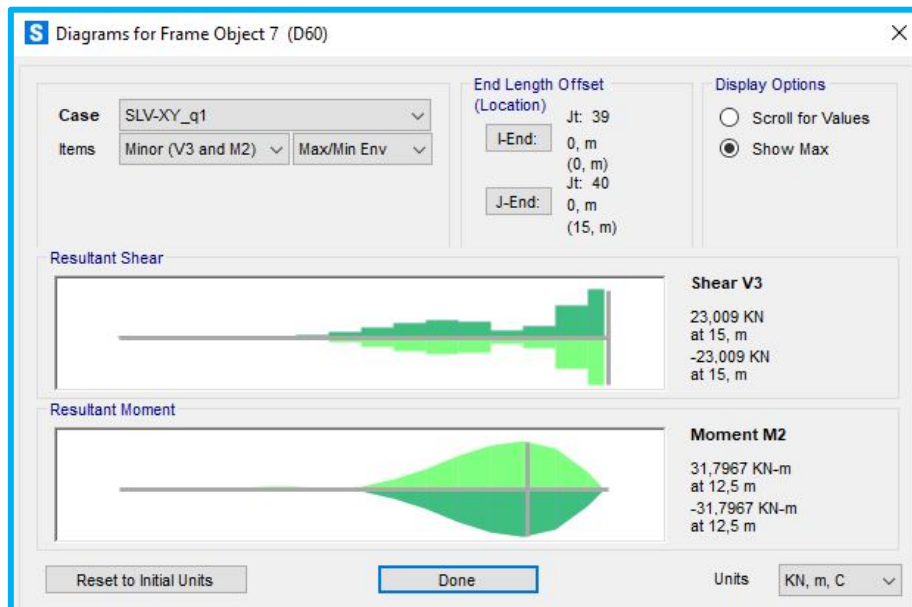
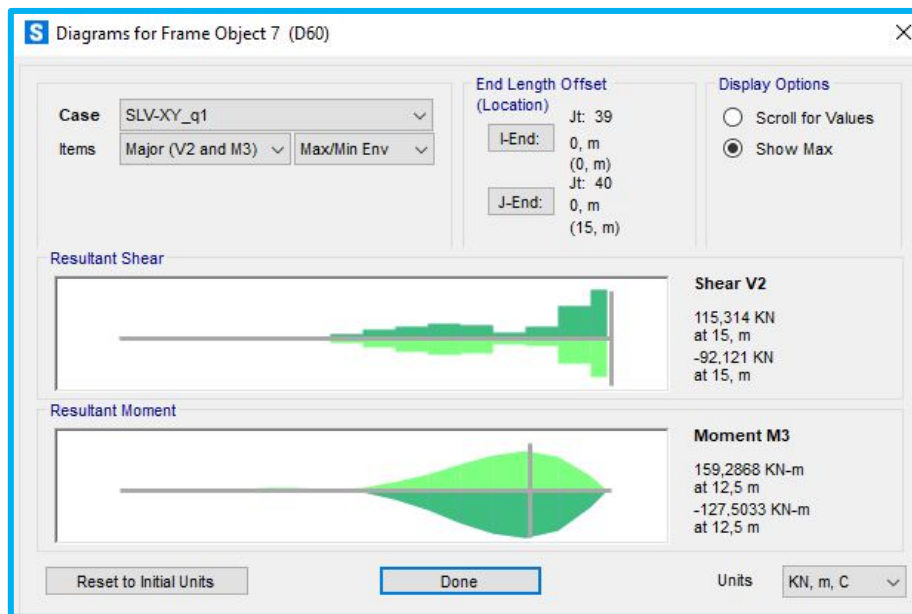
$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d_e \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha = 165,9 \text{ kN}$$

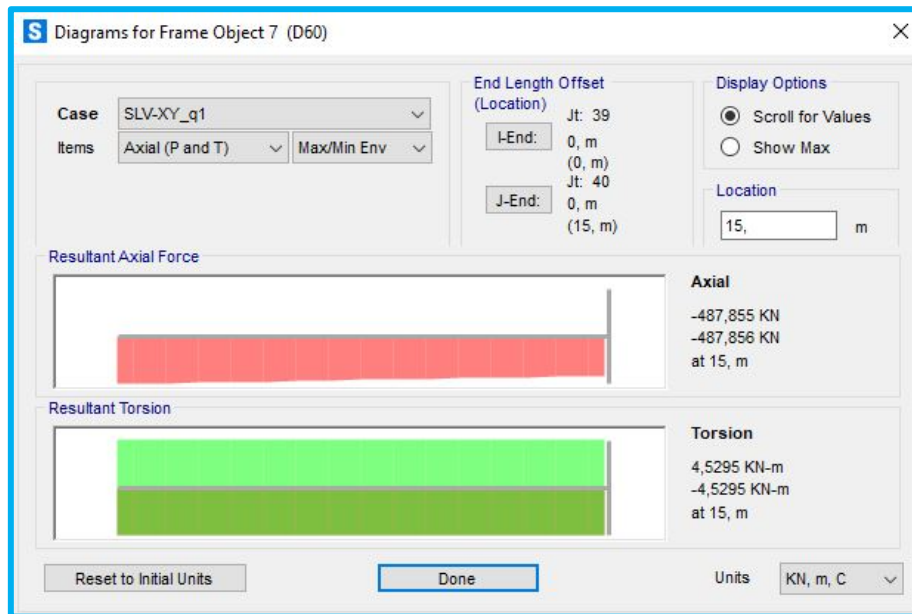
Pali di valle (allineamenti interni)

Si considera la combinazione sismica SLV_XY del modello B (“verso monte”) che massimizza lo sforzo flettente sui pali di valle.

Si devono verificare separatamente il palo di bordo e il primo palo interno in quanto hanno flessione paragonabile ma diverso sforzo verticale.

Diagrammi sollecitazioni Palo interno (picchetto 14) :





Si ricorda che il diagramma del modello f.e.m. non tiene conto del trasferimento laterale del palo e quindi il valore della sollecitazione normale non è affidabile (salvo che in sommità).

Trattandosi di una sezione circolare le sollecitazioni nelle due direzioni possono essere combinate per semplificarne la verifica.

Si assume sezione circolare $D = 60$ cm, copriferro 40 mm (60 mm asse ferro) ordita con 12 $\theta 18$ e staffatura $\theta 10 / 14$ (passo nel rispetto del limite $s \leq 8 \theta_1$) analoga ai pali a monte e quindi dotata di momento resistente :

$$M_{Rd}(N=0) = 256 \text{ kNm}$$

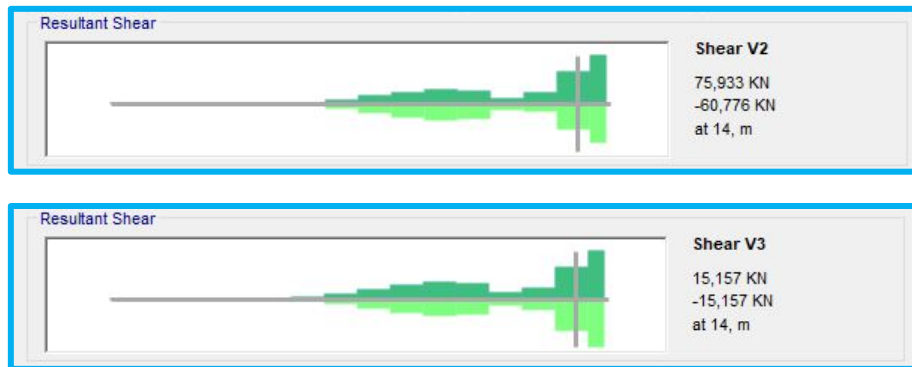
Per la sezione di massima sollecitazione flettente ($z = -2,5$ m) si assume comunque, cautelativamente, sforzo assiale nullo (la sezione reagirebbe al carico con un incremento del momento resistente).

$$M_{Sd} = \sqrt{(M_3^2 + M_2^2)} = \sqrt{(159,3^2 + 31,8^2)} = 162,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Rd}(N=0) = 256 \text{ kNm} > M_{Sd} \quad \text{Verifica.}$$

Per la sezione in sommità – in corrispondenza del plinto ($z = -1$ m) – si esegue la verifica a taglio con sforzo normale pari alla sommità $N = 487$ kN.

Si considerano gli sforzi di taglio nelle due direzioni e si combinano:



$$V_{sd} = \sqrt{V2^2 + V3^2} = \sqrt{75,93^2 + 15,16^2} = 77,43 \text{ kN}$$

Analogamente si procede alla verifica a taglio considerando la sezione rettangolare equivalente.

Taglio resistente sezione in calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$):

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [0,18 \cdot 1,690 \cdot 2,033 / 1,5 + 0,15 \cdot 1,723] \cdot 540 \cdot 420 = \\ &= [0,412 + 0,258] \cdot 540 \cdot 420 = 151.956 \text{ N} = 151,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$k = 1 + \sqrt{200 / d} = 1 + \sqrt{200/420} = 1,690 < 2$$

$$\rho_l = 3 \phi 18 / A_{c,e} = 0,00336 \text{ (assunto cautelativamente } 1/4 \text{ dell'acciaio distribuito)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1,723 < 0,2 f_{cd} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd(\text{calcestruzzo})} > V_{sd} \quad \text{Verifica.}$$

E' comunque presente anche la staffatura in acciaio B450c ($f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$)

Taglio resistente sezione staffata :

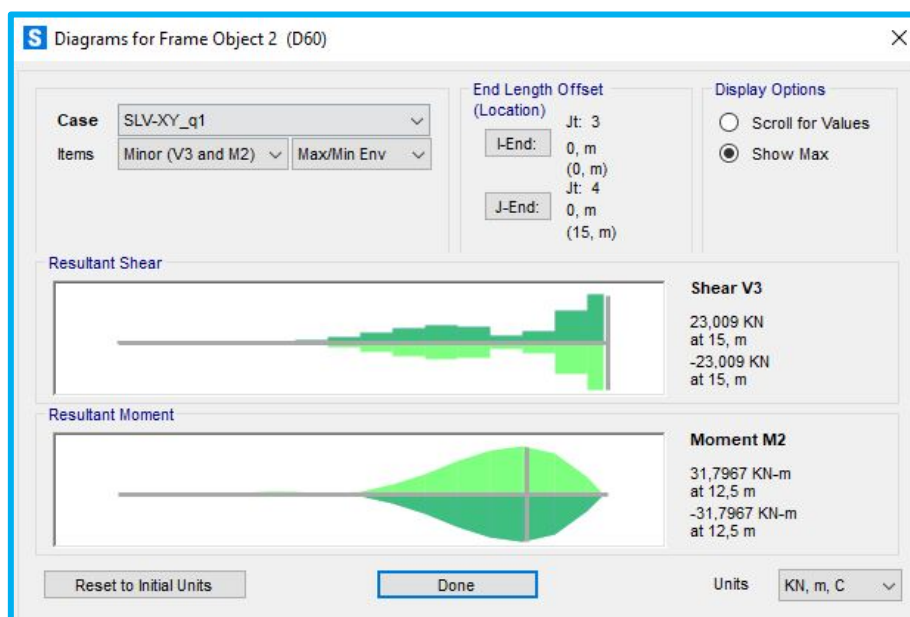
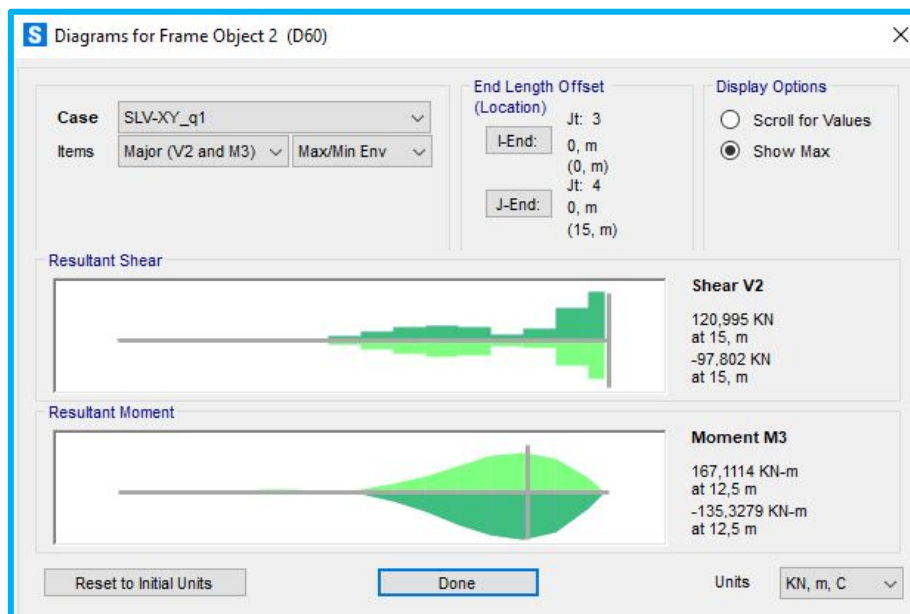
$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d_e \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha = 165,9 \text{ kN}$$

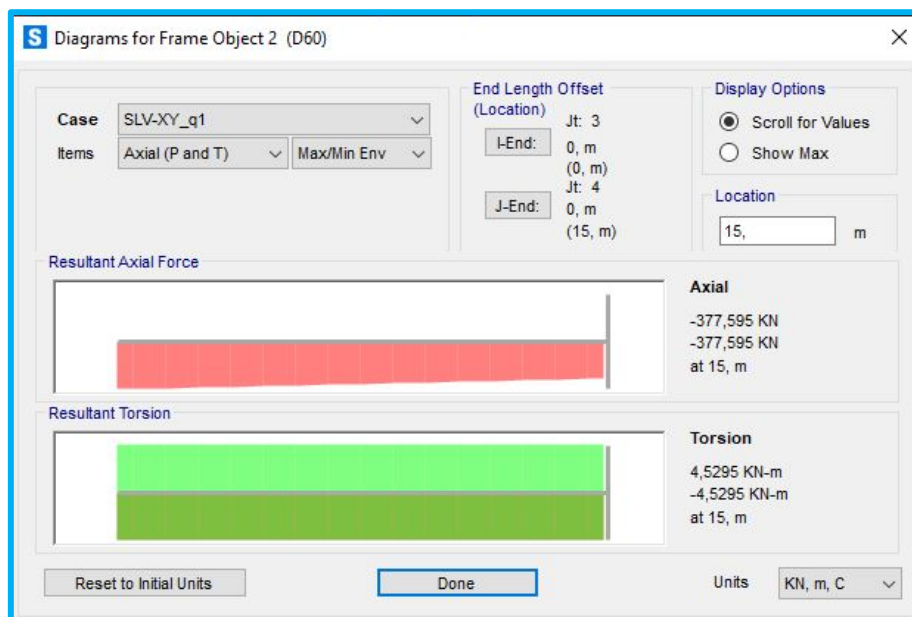
Pali di valle (allineamenti di bordo)

Si considera la combinazione sismica SLV_XY del modello B (“verso monte”) che massimizza lo sforzo flettente sui pali di valle.

Si verifica il palo di bordo picchetto 15 che risulta maggiormente sollecitato (benché i valori siano sostanzialmente paragonabili con quelli del picchetto 1).

Diagrammi sollecitazioni Palo di bordo (picchetto 15):





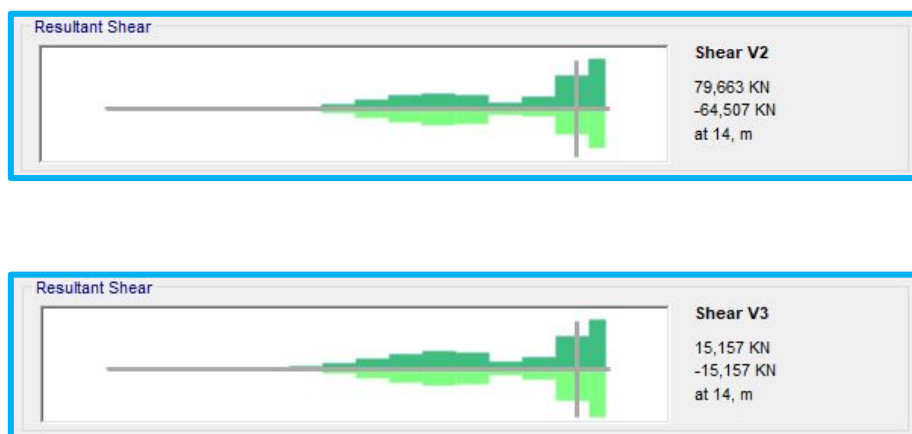
Si procede analogamente al palo di valle interno precedentemente verificato con la medesima sezione.

$$M_{Sd} = \sqrt{(M3^2 + M2^2)} = \sqrt{(167,1^2 + 31,8^2)} = 170,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Rd}(N=0) = 256 \text{ kNm} > M_{Sd} \quad \text{Verifica.}$$

Per la sezione in sommità – in corrispondenza del plinto ($z = -1 \text{ m}$) – si esegue la verifica a taglio con sforzo normale pari alla sommità $N = 377 \text{ kN}$.

Si considerano gli sforzi di taglio nelle due direzioni e si combinano:



$$V_{Sd} = \sqrt{(V2^2 + V3^2)} = \sqrt{(79,66^2 + 15,16^2)} = 81,1 \text{ kN}$$

Analogamente si procede alla verifica a taglio considerando la sezione rettangolare equivalente.

Taglio resistente sezione in calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25$) :

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [0,18 \cdot 1,690 \cdot 2,033 / 1,5 + 0,15 \cdot 1,334] \cdot 540 \cdot 420 = \\ &= [0,412 + 0,200] \cdot 540 \cdot 420 = \\ &= 138.802 \text{ N} = 138,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200/420)} = 1,690 < 2$$

$$\rho_l = 3 \phi 18 / A_{c,e} = 0,00336 \text{ (assunto cautelativamente } 1/4 \text{ dell'acciaio distribuito)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1,334 < 0,2 f_{cd} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd(\text{calcestruzzo})} > V_{sd} \quad \text{Verifica.}$$

E' comunque presente anche la staffatura in acciaio B450c ($f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$)

Taglio resistente sezione staffata:

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d_e \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha = 165,9 \text{ kN}$$

Travi secondarie (allineamento sui pali di valle)

Si considera per il dimensionamento l'allineamento in corrispondenza dei pali di valle e si assume per l'allineamento a monte (che per altro poggia al suolo) la medesima sezione.

Per le travi secondarie si calcolano le sollecitazioni manualmente considerando la travata in continuità (campate pari all'interasse telai 2,50 m) e i sovraccarichi gravanti per una larghezza di influenza cautelativamente assunta pari alla larghezza di base oltre alla semi larghezza dei pannelli di solaio a entrambi i lati.

Assunta la sezione rettangolare $b=50 \times h=80 \text{ cm}$ e considerati i pannelli di solaio adiacenti (polistirene estruso $b_1=60 \text{ cm}$ e alveolari $b_2=120 \text{ cm}$) si assume una larghezza di competenza :

$$i = b + (b_1+b_2)/2 = 50 + (60+120)/2 = 140 \text{ cm}$$

Il massimo sovraccarico in condizioni SLU vale :

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot (G_{1tr} + G_{1sol}) + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q =$$

$$= 1,3 \cdot (8,75 + 3,96) + 1,5 \cdot 19,60 + 1,5 \cdot 7,00 = 56,42 \text{ kN/m}$$

dove :

$$G_{1tr} = (0,5 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}) = 8,75 \text{ kN/m} \quad \text{p.p. trave}$$

$$G_{1sol} = (3,60 \text{ kN/mq} \times 0,6 \text{ m} / 2) + (4,80 \text{ kN/mq} \times 1,2 \text{ m} / 2) = 3,96 \text{ kN/m} \quad \text{p.p. solai}$$

$$G_2 = 14,00 \text{ kN/mq} \times 1,40 \text{ m} = 19,60 \text{ kN/m} \quad \text{sovracc. "Campo"}$$

$$Q = 5,00 \text{ kN/mq} \times 1,40 \text{ m} = 7,00 \text{ kN/m} \quad \text{sovracc. "Folla"}$$

Per la campata di bordo si assume cautelativamente massimo momento flettente positivo :

$$M+ = q_{SLU} \cdot l^2 / 8 = 56,42 \cdot 2,50^2 / 8 = 44,08 \text{ kNm}$$

Per i momenti negativi sugli appoggi si assume cautelativamente il momento negativo:

$$M- = q_{SLU} \cdot l^2 / 8 = 56,42 \cdot 2,50^2 / 8 = 44,08 \text{ kNm}$$

Per il taglio si assume cautelativamente il massimo sull'appoggio :

$$V_{max} = 1,25 \cdot q_{SLU} \cdot l / 2 = 1,25 \cdot 56,42 \cdot 2,50 / 2 = 88,16 \text{ kN}$$

Si assume sezione rettangolare in c.a. 50x70 con copriferro 45 mm, orditura simmetrica costituita da 4 Ø16 superiori e inferiori, staffe Ø12 /25. Calcestruzzo C30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$).

Si trascurano i ferri longitudinali di parete.

Verifica C.A. S.L.U. - File: R50x70_4+4f16

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Rett 50x70 - (4+4)f16

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	6,5
2	8,04	63,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 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

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/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 195,5 kN m

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 35,48 ‰
d 63,5 cm
x 5,702 x/d 0,08979
δ 0,7

$$M_{Rd} = 195 \text{ kNm} > |M_{Sd}| = 44 \text{ kNm} \quad \text{Verifica.}$$

Le orditure rispettano il limite minimo per le travi non dissipative:

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= 0,26 \cdot (f_{ctm} / f_{yd}) \cdot A_c = \\ &= 0,26 \cdot (2,896 / 391,3) \cdot A_c = 0,19\% \cdot A_c = 6,73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{con } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,896 \text{ N/mm}^2$$

Si procede alla verifica a taglio.

Taglio resistente sezione in calcestruzzo C30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$):

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = \\ &= [0,18 \cdot 1,561 \cdot 1,903 / 1,5] \cdot 500 \cdot 635 = \\ &= 0,356 \cdot 500 \cdot 635 = 113.178 \text{ N} = 113,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200/635)} = 1,561 < 2$$

$$\rho_l = 4 \phi 16 / A_c = 0,00230$$

$$V_{Rd(\text{calcestruzzo})} > V_{sd} \quad \text{Verifica.}$$

E' comunque presente anche la staffatura in acciaio B450c ($f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$)

Taglio resistente sezione staffata:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha = \\ &= 0,9 \cdot 635 \cdot (226 / 250) \cdot 391,3 \cdot 1 \cdot 1 = 202.160 \text{ N} = 202 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo :

$$A_{sw} = 2 \phi 12 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ; \quad \text{ctg } \alpha = 1;$$

Le staffe rispettano il limite minimo per le travi non dissipative:

$$A_{s,st,min} = 1,5 \cdot b = 1,5 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^2/\text{m} = 187,5 \text{ mm}^2 / 25 \text{ cm}$$

Travi di bordo

La trave di bordo di sezione geometrica significativa è sostanzialmente un elemento di contenimento dell'altezza variabile da 0,70 m verso valle e da 96 verso lo spogliatoio.

La trave viene armata come soletta continua che poggia sui pilastri 0,50 x 0,50 x 0,96 m che verranno realizzati all'estremità delle travi principali.

Si assume un'orditura rispettosa dei minimi di norma per travi non dissipative:

sezione rettangolare in c.a. 30x96 cm con copriferro 45 mm, orditura simmetrica costituita da 4016 superiori e inferiori, staffe $\phi 10 / 25$, calcestruzzo C30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$).

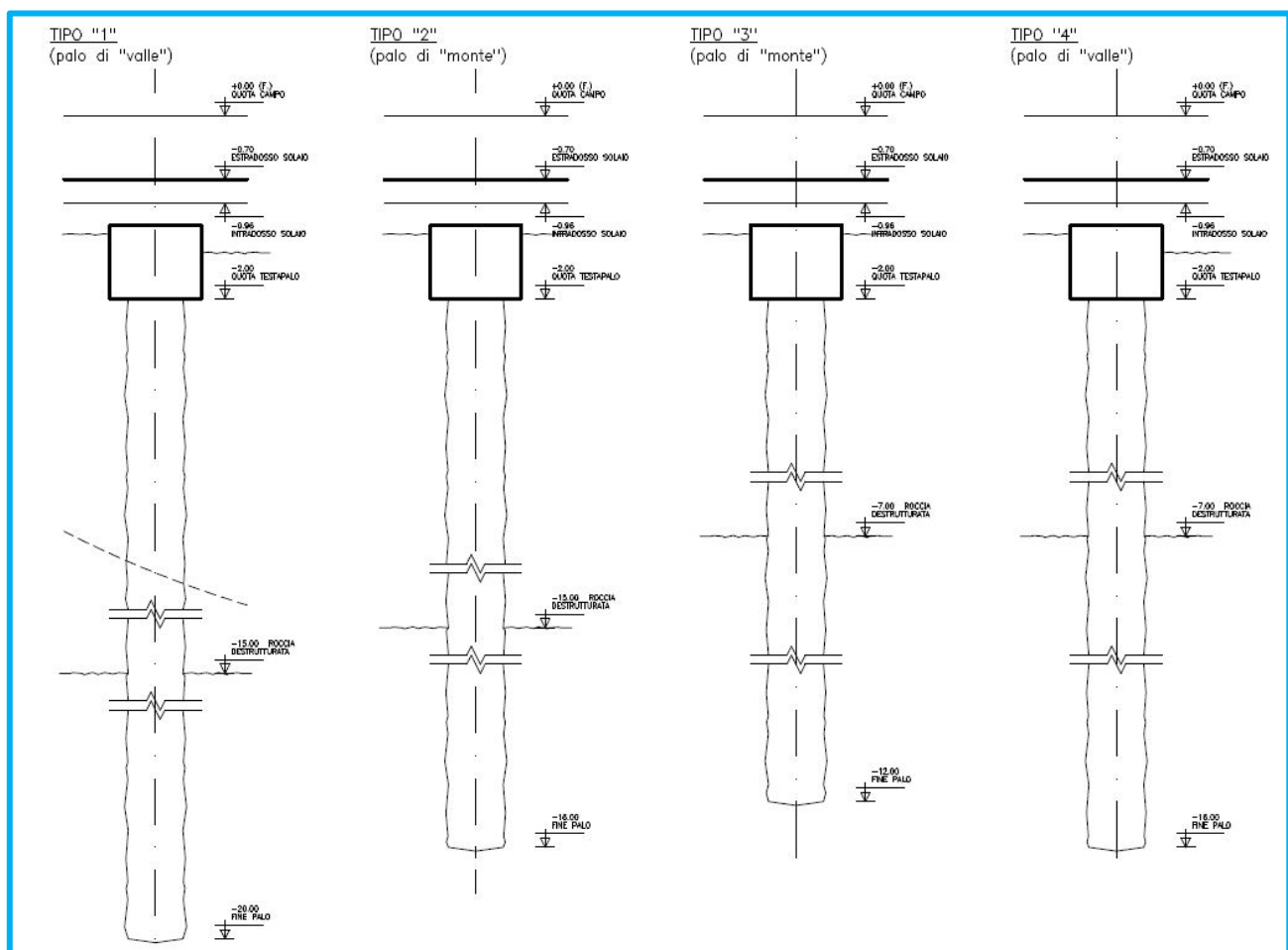
4 RELAZIONE FONDAZIONI

Le fondazioni dell'opera sono di tipo indiretto, costituite dalle palificazioni di medio diametro già viste nell'ambito della relazione di calcolo essendo i pali al contempo una parte significativa e caratterizzante della struttura.

Nei modelli di calcolo f.e.m. i pali sono stati assunti di lunghezza costante (pari a 15 m): semplificazione legittima stante che, come evidenziatosi nei diagrammi di sollecitazione, la partecipazione delle zone di estremo in profondità è sostanzialmente irrilevante ai fini del modello.

Le verifiche a portata laterale dei pali evidenziano inoltre che tutti hanno comportamento a “palo lungo” quindi non sfruttano la parte più profonda nel meccanismo limite di crisi per carichi orizzontali.

Ai fini della portata verticale invece assume rilevanza l'effettivo sviluppo del fusto del palo (in relazione alle condizioni stratigrafiche) pertanto sono state distinte 4 tipologie di pali che afferiscono a zone definite delle strutture in relazione alle prestazioni ivi richieste.



Le quote altimetriche sono relative, riferite al piano campagna inteso come superficie del campo da gioco.

Ai fini delle verifiche fondazionali del palo non è stato dettagliata la geometria del plinto considerando ai fini analitici il fusto sempre di sezione circolare.

Per il calcolo della portata verticale si è inoltre cautelativamente trascurato il tratto di altezza costituito dal plinto considerando quindi, per tutte le tipologie, come se la sommità del palo partisse dalla quota -2 m dal p.c..

La sezione circolare del palo è stata assunta, per tutte le tipologie, di diametro 60 cm con orditura diffusa lungo il perimetro e adeguata staffatura chiusa (o a spirale).

Il contenimento del diametro del palo è legato sia alla limitata accessibilità del sito, sia alla necessità di eseguire le palificazioni anche a tergo dell'esistente muraglione rispetto al quale occorre evitare o perlomeno contenere interferenze.

I pali sono stati previsti gettati in opera di tipo trivellato con rimozione del terreno e sostegno delle pareti assicurato da fanghi bentonitici. Sempre per le limitazioni di cui sopra, e in particolare per evitare spinte, vibrazioni e/o ripercussioni sul muraglione preesistente quando si opera in adiacenza allo stesso sono state doverosamente scartate alle metodologie esecutive di maggiore impatto statico in fase realizzativa.

4.1 Portata verticale dei pali

Si fa riferimento al calcolo mediante formule statiche.

In particolare si assumono le seguenti formulazioni, di uso comune, tratte da “Fondazioni” di C. Viggiani ed. 1999 – Hevelius edizioni.

Per il caso in oggetto i fusti dei pali si sviluppano in due diversi strati di terreno “Riporto” e “Roccia” (per brevità, trattasi in effetti di roccia fortemente alterata) : il primo a comportamento solo attritivo ed il secondo dotato anche di componente di coesione. Le formulazioni generali della portata laterale generali saranno quindi adattate al caso con due membri afferenti al contributo dei due strati.

Per la portata di punta i parametri geotecnici di riferimento saranno sempre riferiti al secondo strato “Roccia” in quanto i pali sono sempre previsti almeno un metro inseriti in tale strato. Ciò deriva sia dall'opportunità di limitare i cedimenti in esercizio sia dalla necessità, anche per pali apparentemente poco sfruttati in termini di portata verticale (tutti quelli degli allineamenti “di monte”), di assicurare il comportamento di ritegno orizzontale in caso sismico (in cui per l'appunto proprio i pali di monte sono quelli più gravati dalle azioni sismiche).

Rispetto alle formulazioni bibliografiche classiche i contributi di portata di punta e portata laterale sono mantenuti distinti poiché l'approccio agli stati limite di normativa impone ai contributi fattori di sicurezza distinti.

Il diametro della sezione, comune a tutti i pali, vale $D = 60$ cm mentre la lunghezza L_i è variabile secondo i quattro tipi previsti ($i = 1, \dots, 4$) e si compone della parte di attraversamento del terreno di riporto l_{i-rip} e della parte infissa nella “roccia” l_{i-roc} .

Tipologia pali	Quote sup. / inf. da p.c. [m]	Quota roccia	Lunghezza tot. “ L_i ”	Strato “Riporto” l_{i-rip} [m]	Strato “Roccia” l_{i-roc} [m]
“1”	-2 / -20	-15	18	13	5
“2”	-2 / -16	-15	14	13	1
“3”	-2 / -12	-7	10	5	5
“4”	-2 / -16	-7	14	5	9

Portata di punta

Nella valutazione della portata di punta si assumerà che la profondità della punta corrisponda alla lunghezza L del fusto del palo, escludendo quindi dal conteggio lo strato più superficiale in corrispondenza del plinto testapalo.

Per i pali di valle del tipo “1” inoltre, onde tener conto della condizione non assial-simmetrica derivante dalla presenza del muraglione e della superficie del pendio, si ridurrà – ai soli fini della valutazione delle tensioni litostiche – la profondità L di ulteriori 3 m dall'intradosso plinto (cioè sino a quota -5 m da p.c.) considerando quindi uno strato di riporto di altezza ridotta l_{i-rip}^* : di fatto si considera come se il terreno fosse presente solo dalla quota -5 m da p.c.

Per la portata di punta si applicano i valori dei parametri geotecnici (angolo di attrito “ θ ” e coesione “ c ”) propri dello strato “Roccia” in condizioni drenate.

La portata limite di punta vale:

$$P_{lim} = A_b \times p_{lim}$$

dove:

$$A_b = \pi D^2 / 4 = 0,2826 \text{ mq} \quad \text{Area di base del palo}$$

$$p_{lim} = N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c \quad \text{Pressione limite alla punta}$$

con:

$$N_q = N_q(\phi); \quad N_c = N_c(\phi) \quad \text{Coefficienti di carico limite (funzione dell'angolo di attrito)}$$

$$\sigma_{vL} = \gamma_{rip} \cdot l_{rip}^* + \gamma_{roc} \cdot l_{roc} \quad \text{Tensione litostatica verticale alla profondità della punta}$$

$$\gamma_{rip} = 18,00 \text{ kN/mc}$$

Peso specifico “Riporto”

$$\gamma_{roc} = 24,00 \text{ kN/mc}$$

Peso specifico “Roccia”

$$c = 30 \text{ kN/mq}$$

Coesione “Roccia”

Per il caso in oggetto i coefficienti di carico limite, riferiti allo strato di “Roccia” risultano:

$$N_q = N_q(\phi = 26^\circ) = 11,85$$

$$N_c = N_c(\phi = 26^\circ) = 22,25$$

Tipologia pali	Lunghezza tot. “L _i ” [m]	Strato “Riporto” l _{i-rip} [m]	Strato “Roccia” l _{i-roc} [m]	Tensione verticale σ_{vL} [kN/mq]	$N_q \cdot \sigma_{vL}$ [kN/ mq]	$N_c \cdot c$ [kN/ mq]	Pressione e limite p_{lim} [kN/ mq]	Portata limite P_{lim} [kN]
“1”	18	(13-3)*	5	300	3.555	667	4.222	1.193,14
“2”	14	13	1	258	3.057	667	3.724	1.052,40
“3”	10	5	5	210	2.489	667	3.156	891,89
“4”	14	5	9	306	3.626	667	4.293	1.213,20

Portata laterale

Il calcolo della portata laterale per i pali di valle del tipo “1” deve tener conto che gli stessi si sviluppano in parte a tergo del muraglione preesistente e, nel proseguo in profondità, risentono comunque della situazione non assial-simmetrica dovuta al profilo del pendio. Pertanto per tali pali si esclude cautelativamente il contributo alla portata di uno strato sommitale di spessore pari a 3 m dall'intradosso plinto (quindi sino alla quota -5 m da p.c.) e il calcolo della tensione litostatica prescindere anch'esso da tale strato. Si considererà pertanto una lunghezza totale ridotta L^* derivante dalla pari riduzione della lunghezza parziale nello strato di riporto l_{rip}^* .

I pali di valle del tipo “4”, realizzati dove il dislivello di pendio è ormai recuperato e non sussiste neppure muraglione, non subiscono tale decurtazione.

La portata limite laterale vale :

$$S_{lim} = \pi D \times \int s(z) \cdot dz = \text{formulazione continua (generale)}$$

$$= \pi D \times [s_1(z_1) \cdot \Delta z_1 + s_2(z_2) \cdot \Delta z_2] \quad \text{formulazione discreta per due strati } j=1..2 \text{ omogenei}$$

dove:

$$\pi D = 1,884 \text{ m} \quad \text{perimetro del sezione del palo}$$

$s_j(z_j) = a_j + k_j \cdot \sigma_{vz,j} \cdot \mu_j$	resistenza laterale media dello strato j-esimo
$a_j = a_j (c)$	adesione (coesivo) dello strato j-esimo
k_j	rapporto fra tensione orizzontale e verticale dello strato j-esimo
$\sigma_{vz,1} = (\gamma_{rip} \cdot l_{rip}^*) / 2$	tensione litostatica verticale media nello strato 1 (riporto)
$\sigma_{vz,2} = (\gamma_{rip} \cdot l_{rip}^*) + (\gamma_{roc} \cdot l_{roc}) / 2$	tensione litostatica verticale media nello strato 2 (roccia)
μ_j	coefficiente di attrito palo/terreno dello strato j-esimo
$\Delta z_1 = l_{rip}^*$	spessore strato 1 (riporto)
$\Delta z_2 = l_{roc}$	spessore strato 2 (roccia)

Per i pali trivellati e gettati in opera previsti si assumono :

$\mu_1 = \text{tg}(29^\circ); \mu_2 = \text{tg}(26^\circ)$	attrito laterale negli strati
$a_2 = c_2$	coesione nello strato roccioso
$k_j = 0,5$	rapporto fra tensione orizzontale e verticale

Tipologia pali	Spessori strati Δz_{ij} [m]	Tensione vert. strato $\sigma_{vz,ij}$ [kN/mq]	Attrito μ_{ij} [kN/mq]	Res. per attrito $k \cdot \sigma_{vz,ij} \cdot \mu_{ij}$ [kN/m q]	Res. per adesione a_{ij} [kN/mq]	Res. totale s_{ij} [kN/mq]	Res. tot. per strato $s_{ij} \cdot \Delta z_{ij}$ [kN/mq]	Res. tot. per strato $\pi D \cdot s_{ij} \cdot \Delta z_{ij}$ [kN/m]	Portata limite S_{lim} [kN]
“1” (riporto)	(13-3)*	90	0,554	24,93	-	24,93	249,30	469,68	1.303,92
(roccia)	5	240	0,488	58,56	30	88,56	442,80	834,24	
“2” (riporto)	13	117	0,554	32,41	-	32,41	421,33	793,79	963,39
(roccia)	1	246	0,488	60,02	30	90,02	90,02	169,60	
“3” (riporto)	5	45	0,554	12,47	-	12,47	62,35	117,47	744,84
(roccia)	5	150	0,488	36,60	30	66,60	333,00	627,37	
“4” (riporto)	5	45	0,554	12,47	-	12,47	62,35	117,46	1.445,28
(roccia)	9	198	0,488	48,31	30	78,31	704,79	1.327,82	

4.2 Resistenza ai carichi trasversali dei pali

Si fa riferimento al calcolo mediante formulazioni classiche di bibliografia, in particolare si assumono la valutazione, di uso comune, tratte da “Fondazioni” di C. Viggiani ed. 1999 – Hevelius edizioni.

La resistenza del terreno all'azione orizzontale trasmessa dal palo sottoposto a carico trasversale in sommità è ricavato dalla resistenza a spinta passiva del terreno circostante il palo.

La pressione limite a spinta passiva, in funzione della profondità considerata, vale :

$$h_{lim}(z) = 3 \cdot K_p \cdot (\gamma_t \cdot z) \cdot d$$

dove:

$K_p = K_p(\phi)$ *coefficiente di spinta passiva del terreno (angolo attrito)*

γ_t *peso specifico del terreno*

z *profondità considerata rispetto alla sommità del terreno*

d *diametro del palo*

Nota: il fattore 3 è determinato dalla geometria tridimensionale del comportamento relativo al singolo palo (e salvo comportamenti d'insieme normalmente trascurabili per interesse fra i pali di almeno 3d).

In assenza di più dettagliate formulazioni si può assumere il coefficiente di spinta passivo:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

4.3 Combinazioni di calcolo e coefficienti di sicurezza

Ai fini delle verifiche per la resistenza dei pali si impiega l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto del valore dei coefficienti parziali riportati di seguito.

I coefficienti M1, unitari, permettono l'impiego diretto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Resistenza a carico verticale (portata)

Il valore di progetto R_d della resistenza a carico verticale (portata) si ottiene dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali di sicurezza γ_R tratti dalle NTC2018 Tab. 6.4.II

$$R_{d,tot} = R_{d,base} + R_{d,laterale} = R_{k,base} / \gamma_b + R_{k,laterale} / \gamma_s$$

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

Per i pali dell'opera si assumono pertanto: $\gamma_b = 1,35$ $\gamma_s = 1,15$

Il valore caratteristico della resistenza R_k si ottiene, nel caso di calcolo analitico come impiegato (con il valore caratteristico dei parametri geotecnici), dal minore dei valori di calcolo R_{cal} ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate i fattori di correlazione “ ξ ” funzione del numero “n” di verticali di indagine secondo la formulazione (per il caso di palo in compressione):

$$R_{c,k} = \min[(R_{c,cal})_{media} / \xi_3 ; (R_{c,cal})_{min} / \xi_4]$$

con:

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

Nel caso in oggetto, avendo considerato un'unica verticale di indagine:

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi = R_{c,cal} / 1,70$$

Le resistenze caratteristiche dei pali a carico verticale (portata) risultano quindi (al lordo del peso proprio dei pali):

Tipologia pali	Portata punta limite P_{lim} [kN]	Portata laterale limite S_{lim} [kN]	Res. punta di prog. $P_{lim} / (\gamma_R \cdot \xi)$ [kN]	Res. laterale di prog. $S_{lim} / (\gamma_R \cdot \xi)$ [kN]	Res. totale di prog. $R_{c,d}$ [kN]
“1”	1.193,14	1.303,92	519,89	666,97	1.186,86
“2”	1.052,40	963,39	458,56	492,78	951,34
“3”	891,89	744,84	388,62	380,99	769,61
“4”	1.213,20	1.445,28	528,63	739,27	1.267,90

dove:

$$(\gamma_R \cdot \xi) = 1,35 \cdot 1,70 = 2,295 \quad \text{per la portata di punta}$$

$$(\gamma_R \cdot \xi) = 1,15 \cdot 1,70 = 1,955 \quad \text{per la portata laterale}$$

Per le sollecitazioni da applicare la combinazione di coefficienti A1 corrisponde ai fattori di combinazione propri degli SLU.

Per coerenza quindi i pesi propri dei fusti dei pali (comprensivi anche del plinto di testa) devono essere fattorizzati con il coefficiente $\gamma_{G1} = 1,3$ proprio dei permanenti strutturali.

Resistenza a carichi trasversali (portata orizzontale)

Il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza a carico trasversale si ottiene dal valore caratteristico $R_{tr,k}$ applicando il coefficiente parziale di sicurezza γ_R tratto dalle NTC2018 Tab. 6.4.VI che indica univocamente: $\gamma_T = 1,30$

Il valore caratteristico della resistenza $R_{tr,k}$ si ottiene, nel caso di calcolo analitico come impiegato (con il valore caratteristico dei parametri geotecnici), dal minore dei valori di calcolo R_{cal} ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate i fattori di correlazione “ ξ ” funzione del numero “n” di verticali di indagine secondo la formulazione (per il caso di palo in compressione) :

$$R_{tr,k} = \min[(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3 ; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$$

con i coefficienti ξ come da tabella riportata per la portata verticale dei pali.

Nel caso in oggetto, avendo considerato un'unica verticale di indagine :

$$R_{tr,k} = R_{tr,cal} / \xi = R_{tr,cal} / 1,70$$

Per il calcolo della resistenza limite a carico laterale si fa riferimento alla teoria di Broms come dettagliata in bibliografia da “Fondazioni” di C. Viggiani ed. 1999 – Hevelius edizioni.

Coerentemente al modello strutturale adottato si considera la formulazione per pali liberi di ruotare in testa immersi in terreni incoerenti nel caso di comportamento a “palo lungo” (che si verifica per il caso in oggetto).

La relazione che lega il carico orizzontale in sommità “H” in funzione dei dati è un'equazione di 3° grado nell'incognita H (che viene riportata a parametro adimensionale):

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

dove:

$K_p = K_p(\phi)$	<i>coefficiente di spinta passiva del terreno (angolo di attrito)</i>
γ_t	<i>peso specifico terreno</i>
d	<i>diametro del palo</i>
e	<i>sbordo della testa del palo</i>
M_y	<i>momento di plasticizzazione del palo</i>

Per i pali in oggetto si hanno:

$$K_p = K_p(29^\circ) = 2,882; \quad \gamma_t = \gamma_{rip} = 18,00 \text{ kN/mc}; \quad d = 0,60 \text{ m}; \quad M_y = MR_d$$

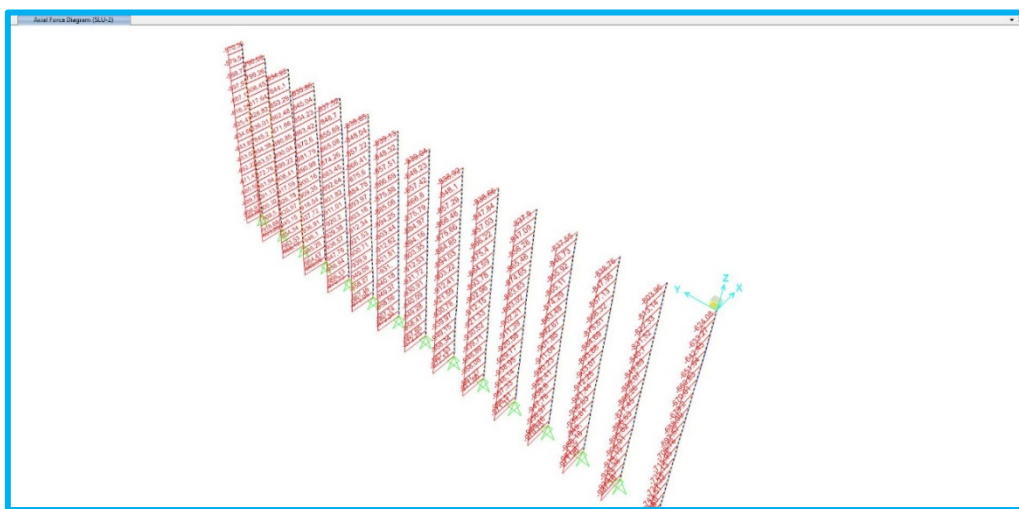
Nota: i coeff. di sicurezza del meccanismo si applicano al terreno nel coefficiente K_p .

4.4 Carico assiale dei pali

Si fa riferimento ai carichi in sommità derivanti dai modelli di calcolo nella combinazione “SLU-2” che risulta la più gravosa. I modelli A e B forniscono risultati sovrapponibili.

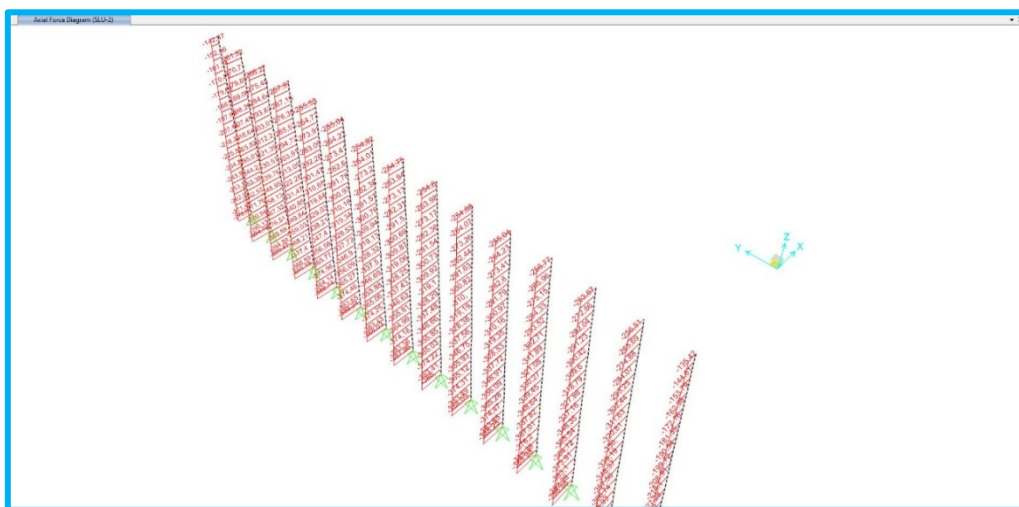
Si distinguono i carichi massimi in riferimento alle tipologie di pali individuate.

Pali tipo “1” : Struttura 1 Modello A – Pali di valle – N



Carico massimo (N) in sommità: 839,13 kN

Pali tipo “2” : Struttura 1 Modello A – Pali di monte – N



Carico massimo (N) in sommità: 266,27 kN

4.5 Verifica resistenza a carico verticale (portata) dei pali

Si far riferimento ai paragrafi precedenti per le resistenze di progetto dei palie i relativi carichi risultanti dal calcolo della struttura 1.

Per la struttura 2 si adottano cautelativamente gli stessi carichi della struttura 1.

Il peso proprio di ciascun palo in termini SLU risulta:

$$N_{pp,i} = \gamma_{G1} \times [\gamma_c \times (A_b \cdot L_i + V_{plinto})]$$

dove $\gamma_c = 25 \text{ kN/mc}$; $A_b = 0,2826 \text{ mq}$; $V_{plinto} = 1 \times 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ mc}$

Tipologia pali	Lunghezza tot. "L _i "[m]	Peso palo SLU N _{pp,i} [kN]	Carico in sommità N _{ed,i} [kN]	Carico totale N _{SLU,i} [kN]	Res. totale di prog. Rc,d[kN]	Tasso sfruttamento TSF [-]
"1"	18 (+plinto)	191,32	839,13	1.030,45	1.186,86	0,868
"2"	14 (+plinto)	154,58	266,27	420,85	951,34	0,422
"3"	10 (+plinto)	117,85	= "2"	384,12	769,61	0,499
"4"	14 (+plinto)	154,58	= "1"	993,71	1.267,90	0,784

Ai fini di una stima dei cedimenti attesi e per la valutazione dell'accettabilità degli stessi si fa riferimento a una relazione empirica di letteratura ("Fondazioni" di C. Viggiani ed. 1999 – Hevelius edizioni) basata sul vecchio approccio alle tensioni ammissibili.

$$w_s = d \cdot Q / (\lambda \cdot Q_{lim}) = D / (\lambda \cdot FS)$$

dove :

$d = 60 \text{ cm}$ *diametro del palo*

$Q \approx N_{SLU} / 1,4$ *carico agente (riportato in termini di tensioni ammissibili)*

$\lambda = 40$ *coefficiente empirico (valore per pali trivellati in terreni incoerenti)*

$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$ *portata limite (t.a.) pari alla portata caratteristica*

Tipologia pali	Carico totale N _{SLU,i} [kN]	Portata di punta limite P _{lim} [kN]	Portata laterale limite S _{lim} [kN]	Carico agente (T.A) Q [kN]	Portata limite (T.A) Q _{lim} [kN]	Fattore sicurezza (T.A) FS = Q _{lim} /Q [-]	Cedimento atteso w _s [cm]
"1"	1.030,45	1.193,14	1.303,92	736	2.497	3,39	0,44
"2"	420,85	1.052,40	963,39	301	2.016	6,70	0,22
"3"	384,12	891,89	744,84	274	1.637	5,97	0,25
"4"	993,71	1.213,20	1.445,28	710	2.658	3,74	0,40

I cedimenti attesi sono assolutamente ammissibili per l'opera in oggetto.

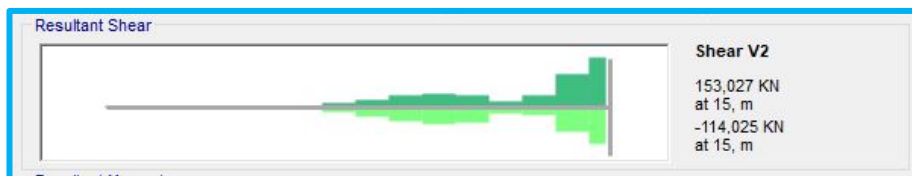
4.6 Verifica della portata laterale dei pali

Si fa riferimento ai carichi orizzontali in sommità derivanti dai modelli di calcolo nella combinazione “SLV-XY” che risulta la più gravosa. La maggiore sollecitazione orizzontale (sforzo di taglio) in sommità a un palo si determina per la struttura 1 come calcolata con il modello A.

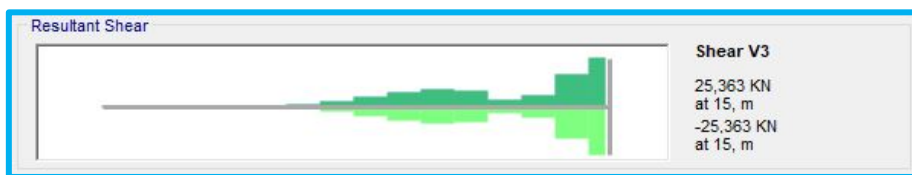
Si limita la verifica alla “struttura 1” stante che, analogamente agli aspetti strutturali, gli elementi della struttura 2 sono molto meno sollecitati e, per quanto concerne il meccanismo resistente a carico orizzontale, hanno stessi parametri resistenti (in termini di terreno reagente e sezioni dei pali).

Palo di bordo (a monte)

Si richiama il diagramma di taglio del palo più sollecitato (palo di monte, sul bordo, picc. 15) per



cui si è effettuata la verifica a taglio combinando i tagli nelle due direzioni X e Y:



La massima azione trasversale combinata risulta:

$$H_{sd} = V_{sd} = \sqrt{V2^2 + V3^2} = \sqrt{153^2 + 25^2} = 155 \text{ kN}$$

Il momento resistente di calcolo della sezione (ordita con 12 Ø20), calcolato tenendo conto dello sforzo normale minimo in sommità di 79 kN vale 319 kNm che si adotta come momento di plasticizzazione M_y (di progetto).

Verifica C.A. S.L.U. - File: D60_12f20

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: D60_12f20

Sezione circolare cava

Raggio esterno 30 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N° barre uguali 12
 Diametro barre 2 [cm]
 Copriferro (baric.) 6 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 79 0 kN
 M_{Ed} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 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 C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 319,9 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 7,992 ‰
 d 54 cm
 x 16,45 x/d 0,3046
 δ 0,8207

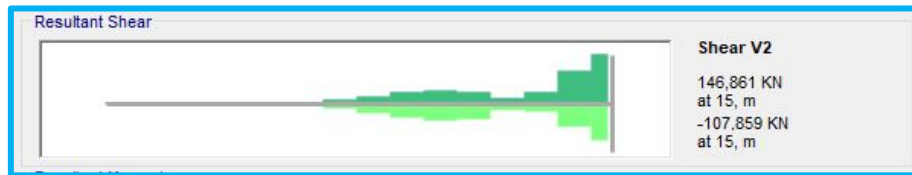
Il carico trasversale derivante in funzione di M_y si ottiene risolvendo (con procedimento numerico iterativo) l'equazione di 3° grado in cui i coefficienti di sicurezza del meccanismo resistente sono stati applicati al terreno nel parametro K_p .

VERIFICA	
modello	palo lungo
H _{res}	16.919 kg
FS = H _{res} /H _{sd}	1,092 Verifica

$$H_{Rd} = H(M_y, K_p/(\gamma_T \cdot \xi)) \rightarrow 169 \text{ kN} > H_{Sd} = 155 \text{ kN} \quad \text{Verifica}$$

Palo interno (a monte)

Si richiama il diagramma di taglio del palo più sollecitato (palo di monte, sul bordo, picc. 14) per cui si è effettuata la verifica a taglio combinando i tagli nelle due direzioni X e Y:



$$V_{sd} = \sqrt{(V_2^2 + V_3^2)} = \sqrt{(146,9^2 + 25,4^2)} = 149,08 \text{ kN}$$

Il momento resistente di calcolo della sezione, calcolato tenendo conto dello sforzo normale minimo in sommità di 152 kN vale 280 kNm che si adotta come momento di plasticizzazione M_y (di progetto).

Verifica C.A. S.L.U. - File: D60_12f18 - Copia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: D60_12f18

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 30 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 12
- Diametro barre: 1,8 [cm]
- Copri ferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 **Zoom**

Tipologia Sezione

- ☐ Rettang. re
- ☐ Trapezi
- ☐ a T
- ☒ Circolare
- ☐ Rettangoli
- ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 152 **0** kN

M_{xEd} 0 **0** kNm

M_{yEd} 0 **0** kNm

P.to applicazione N

- ☒ Centro
- ☐ Baricentro cls
- ☐ Coord. [cm]

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C25/30**

- ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
- f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
- E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
- E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
- ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
- $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
- τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 280,7 kNm

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 8,284 ‰

Tipologia flessione

- ☒ Retta
- ☐ Deviata

Vertici: 52 **N° rett.** 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Il carico trasversale derivante in funzione di M_y si ottiene risolvendo (con procedimento numerico iterativo) l'equazione di 3° grado in cui i coefficienti di sicurezza del meccanismo resistente sono stati applicati al terreno nel parametro K_p .

VERIFICA	
modello	palo lungo
H _{res}	15.510 kg
FS = H _{res} /H _{sd}	1,041 Verifica

$$H_{Rd} = H(M_y, K_p/(\gamma_T \cdot \xi)) \rightarrow 155,10 \text{ kN} > H_{sd} = 148,08 \text{ kN} \text{ Verifica}$$

4.7 Situazione preesistente del versante

Le modalità di intervento prevedono di migliorare sensibilmente la condizione di equilibrio del preesistente sedime stante che viene rimosso uno strato superficiale di terreno (comprendente fra l'altro il sottofondo del campo da gioco, di maggior peso di volume in quanto doverosamente compattato) per uno spessore indicativamente di $1,30 \div 1,50$ m.

Contestualmente le strutture che sostengono il nuovo campo da gioco vanno a trasmettere i carichi in profondità, e in particolare per la (più delicata) zona verso valle (a ridosso del muraglione esistente) si è considerato di trascurare i primi 5 m dal p.c. per la portata laterale dei pali così da fare affidamento solo agli strati ragionevolmente al di sotto della preesistente superficie di potenziale mobilitazione (correlata alle evidenze di assestamento riscontrabili in sito).

Ai fini della stabilità della preesistente opera di sostegno il paramento viene ridotto da un'altezza iniziale di circa 3 m alla metà della stessa. Pertanto, nota la relazione che lega il valore della spinta del terreno al valore dell'altezza elevato al quadrato è immediato rilevare che le forze spingenti si riducono a un quarto (ancora maggiore è la riduzione dei momenti ribaltanti che sono proporzionali al cubo dell'altezza del paramento da cui una riduzione ad un nono del precedente valore).

Per quanto concerne il preesistente versante a valle la rimozione dello strato di terreno migliora le condizioni di stabilità (anche trascurando l'effetto diretto dei pali di valle che attraversano le possibili superfici di scorrimento) pertanto l'impostazione dell'intervento risulta migliorativa rispetto alle condizioni preesistenti.

Genova, 28/10/2020



(ing. Massimo Galli)