

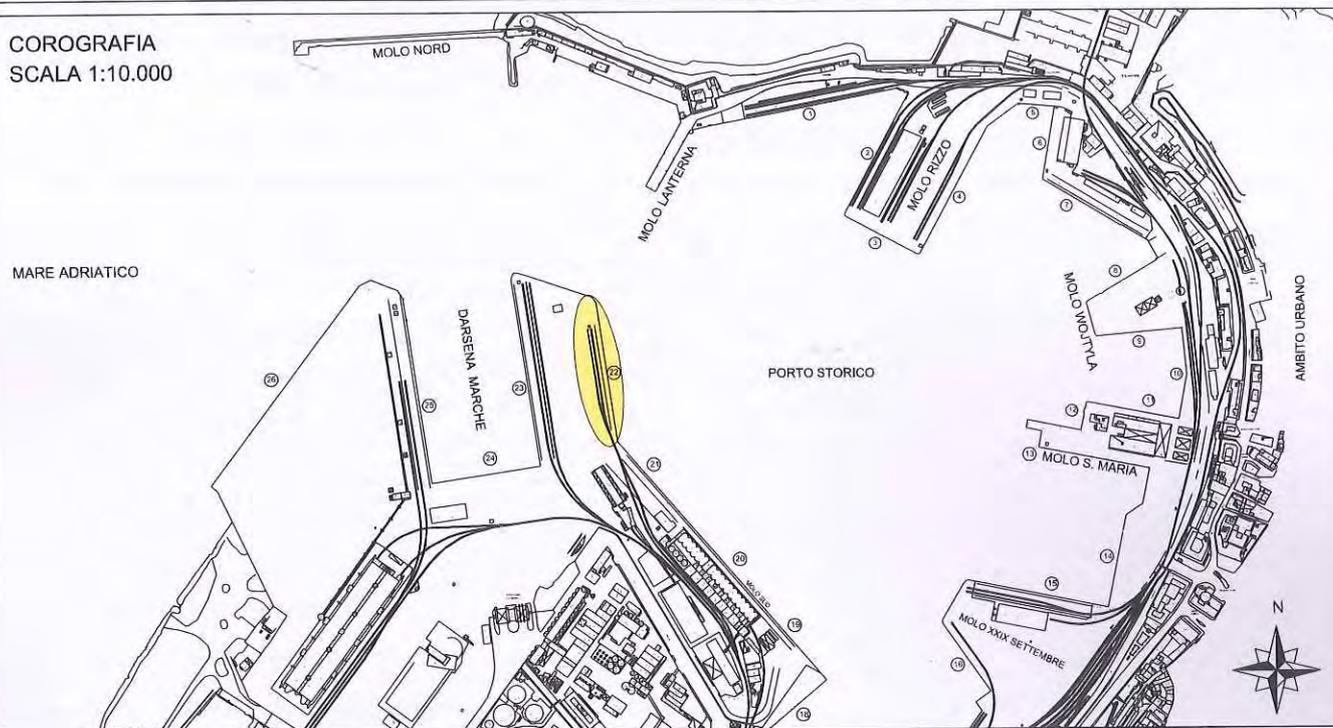


AUTORITA' PORTUALE DI ANCONA

PORTO DI ANCONA

Adeguamento strutturale della banchina d'ormeggio navale n. 22

COROGRAFIA
SCALA 1:10.000



PROGETTO ESECUTIVO

rev 01

DOC.

ST. 00

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE

SCALA:

PROGETTAZIONE GENERALE

Dott. Ing. Maria Letizia Vecchiotti

Geom. Marco Brugiapaglia

Geom. Luca Sterlacchini

STUDI GEOTECNICI PRELIMINARI

Prof. Giuseppe Scarpelli

PROGETTAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE

Prof. Ing. Luigino Dezi

Dott. Ing. Alessandro Balducci

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Roberto Renzi



PAR-002390-25_09_2015



COORD. PER LA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. Marco Brugiapaglia



COLLABORAZIONI

P. Ind. Stefano Santini

P. Ind. Giordano Numidi

Dott. Ing. Luigino DEZI

Ordine Ingegneri Prov. Ancona n. 560

Dott. Ing. Alessandro BALDUCCI

Ordine Ingegneri Prov. Ancona n. 1339

Ancona, li



INDICE

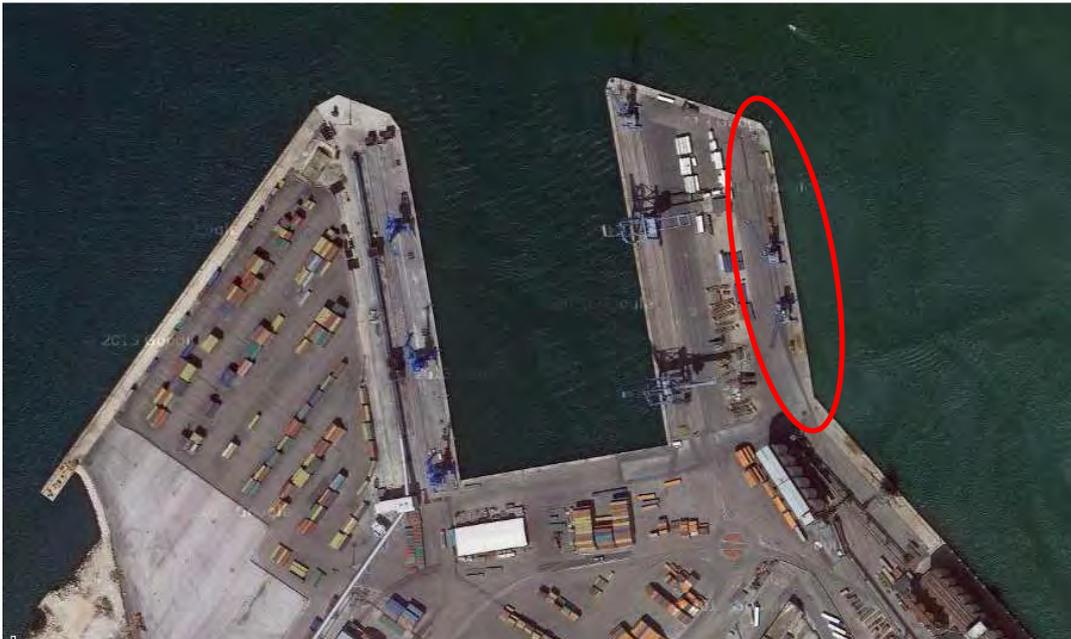
1	RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA	1
1.1	Generalità e situazione di fatto	1
1.2	Descrizione dell'intervento.....	2
1.3	Criteri di calcolo.....	6
1.3.1	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati e delle verifiche condotte ai sensi delle norme vigenti	6
1.4	Normative di riferimento.....	9
2	RELAZIONE GEOTECNICA.....	10
2.1	Generalità.....	10
2.2	Stratigrafie e caratteristiche meccaniche del terreno – parametri geotecnici	10
3	RELAZIONE SUI MATERIALI	13
3.1	Calcestruzzo.....	13
3.2	Acciaio per armature	14
3.3	Acciaio per carpenteria metallica	15
4	DEFINIZIONE DELLE AZIONI	16
4.1	Azione da ritiro	17
4.2	Azione sismica	18
4.3	Combinazioni dei carichi.....	22
5	MODELLI DI CALCOLO.....	25
5.1	Assegnazione dei carichi.....	28
6	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI AGLI SLU	33
6.1	Verifica GEO dei pali trivellati.....	33
6.2	Verifica GEO a carico limite orizzontale del palo.....	40
6.3	Verifica STR dei pali trivellati	43
6.4	Verifica GEO dei pali del palancoato metallico.....	51
6.5	Verifica STR dei pali del palancoato metallico.....	56
6.6	Verifica STR del solettone.....	60
6.6.1	Verifica ancoraggio della bitta.....	66
6.7	Verifica GEO e STR dei tiranti	69
7	VERIFICHE AGLI SLE.....	71
7.1	Verifica della pavimentazione industriale	76
	APPENDICE.....	77

1 RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1.1 Generalità e situazione di fatto

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo delle opere necessarie all'adeguamento strutturale della banchina di ormeggio 22, Porto di Ancona.

La Banchina 22 è una banchina operativa di carico-scarico a massi pilonati, di 200 m circa di sviluppo, è situata lungo il margine interno del molo Sud del porto ed è destinata alla movimentazione di merci varie.



Vista aerea di una parte del porto con evidenziata la banchina 22

La banchina, costituita da un riempimento con materiali scadenti sostenuti da una cortina continua di massi pilonati sovrapposti in calcestruzzo della larghezza media di 4 m circa per una altezza di 10 m circa, allo stato attuale ha il piazzale che mostra importanti avvallamenti del piano viabile, soprattutto nella parte iniziale, assieme ad un evidente spanciamento verso mare del bordo banchina dovuto ad un cedimento del sostegno.

Presenta pertanto criticità sia dal punto di vista geotecnico (quota del piano di imbasamento coincidente con il fondale attuale, presenza di materiali scadenti al di sotto della fondazione, scarse caratteristiche meccaniche del materiale di riempimento a tergo), che dal punto di vista strutturale (scarsa qualità del calcestruzzo dei massi pilonati), aggravate dal pesante utilizzo di gru semoventi sul piano di banchina. Tali criticità non garantiscono la sicurezza statica e strutturale della banchina stessa per le normali condizioni di utilizzo e pertanto necessita di un risolutivo intervento di adeguamento strutturale.

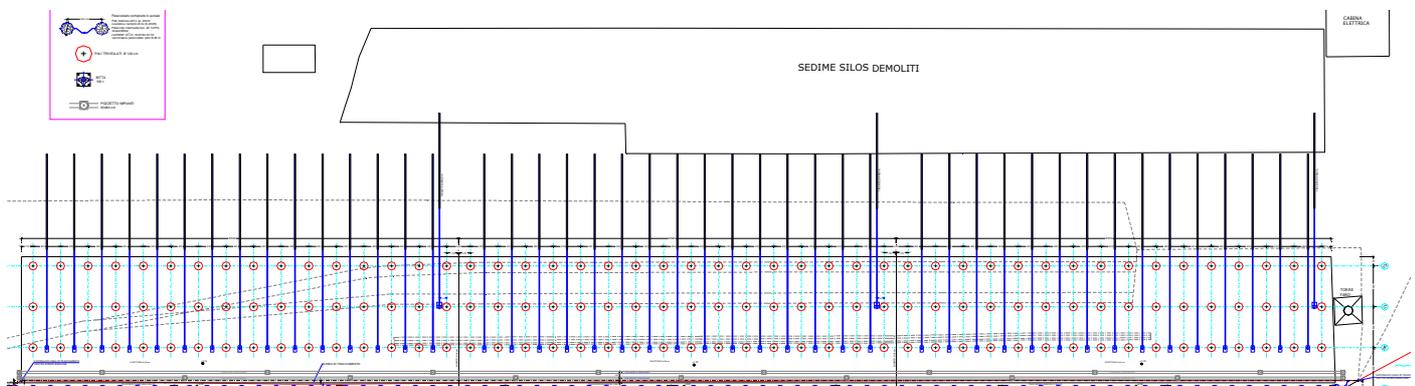
Per quanto concerne tutti gli aspetti geologici e geotecnici, di indagine e rilievo con la valutazione della sicurezza e l'individuazione dettagliata delle criticità, si rimanda al documento "Studi propedeutici alla redazione della relazione geotecnica finalizzata all'adeguamento strutturale della banchina di ormeggio 22 del Porto di Ancona" redatta dalla GES ed allegato alla presente.

1.2 Descrizione dell'intervento

L'intervento, che interessa la banchina per l'intera lunghezza di 194 m circa a partire dal vertice di unione con la banchina 21, è concepito per sostenere il riempimento in materiali scadenti, inglobando l'attuale sostegno in massi pilonati e realizzare un impalcato atto a portare gli enormi carichi delle gru semoventi, nonché lo stoccaggio dei container. Consente inoltre l'abbassamento mediante dragaggio della quota del fondale marino fino a -12,50 m dal livello medio del mare; attualmente la quota fondale prospiciente la banchina varia tra -9,50 e -11,50 m circa con un valore medio di circa -10,50 m.

Il sostegno lato mare, è costituito da un palancolato metallico combinato tipo palo-palancola, continuo per l'intera lunghezza, vibro-infisso a ridosso dei massi pilonati e distaccato dagli stessi mediamente di 40-60 cm; lo spazio fra palancolato e massi esistenti, a partire dalla quota fondale marino fino alla sommità a quota +0,45 s. l.m.m. verrà a riempito da un getto di calcestruzzo magro. Il riempimento è minore nella parte iniziale di maggior spanciamento dell'attuale banchina e maggiore nella parte centrale e terminale.

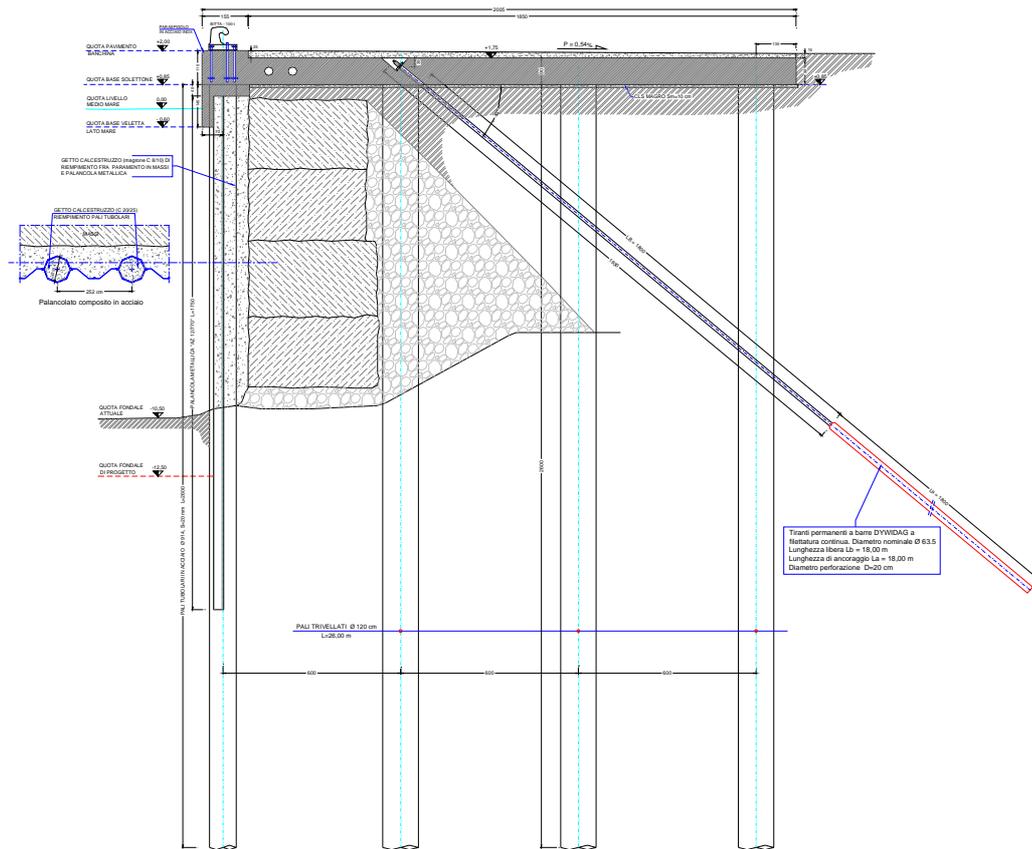
Il palancolato metallico si collega in testa alla trave bordo banchina, quest'ultima in continuità con il solettone a quota piazzale poggiante su tre file di pali trivellati. L'intero impalcato (trave bordo banchina e solettone) della larghezza di 20,05 m, è suddiviso longitudinalmente in tre conci consecutivi distanziati da un giunto tecnico di 5 cm. Il primo e secondo concio, detti rispettivamente concio di radice "1" e concio intermedio "2", sono di forma perfettamente rettangolare della lunghezza di 63,40 m; mentre il terzo concio, detto concio di testata "3", sempre della lunghezza media di 63,40 m, termina con una forma leggermente trapezia per adattarsi alla planimetria della banchina ed allinearsi al basamento della torre faro esistente in testa alla banchina stessa. Alle estremità dei conci "1" e "3", la trave di bordo banchina si prolunga di circa 3,00 m per adattarsi ai profili delle banchine adiacenti.



Schema in pianta intervento

La larghezza di 20,05 m del solettone, risulta ideale per le operazioni di movimentazione, in quanto consente alle gru di posizionarsi completamente sull'impalcato evitando situazioni di gru con stabilizzatori in parte sull'impalcato ed in parte sulla pavimentazione a tergo della banchina.

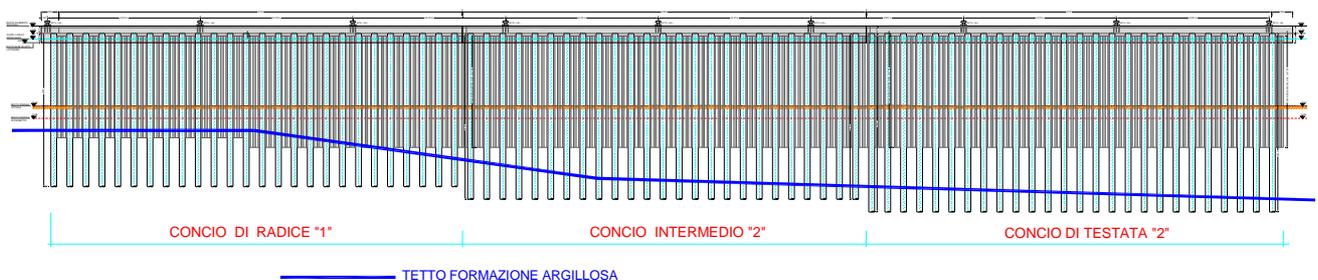
La trave di bordo banchina, per la larghezza di 1,55 m, è impostata alla quota finale +2,00 m s.l.m.m., mentre la quota estradossale del solettone che compone l'impalcato è ad una quota inferiore di 25 cm (+1,75 m) consentendo la realizzazione di una pavimentazione industriale sagomata superficialmente con una pendenza verso l'interno dello 0,54% per il defluimento delle acque meteoriche raccolte mediante caditoie a tergo dell'impalcato stesso.



Schema in sezione intervento-concilio tipo

Più in dettaglio, il palancolato metallico è composto da pali tubolari di diametro $D=914$ mm e spessore 20 mm, posti ad interasse di 2,52 m e palanca intermedia del tipo AZ12-770; i pali tubolari vengono riempiti di calcestruzzo di classe Rck 25 con inserita in testa una gabbia metallica atta a garantire il collegamento con la trave di bordo. Le tre file longitudinali interne continue di pali trivellati in c.a., di sostegno assieme al palancolato metallico di bordo, dell'impalcato a quota piazzale, sono a distanza costante trasversale di 6,00 m e i pali di diametri $D 120$ cm, sono in direzione longitudinale posizionati ad interasse costante di 4,00 m.

Longitudinalmente, sia i pali metallici del palancolato, che i pali trivellati in c.a., hanno lunghezze diverse da concio a concio per intestarsi nella formazione argillosa di base che si trova a profondità maggiore andando dalla radice alla testa della banchina; più precisamente assumono lunghezze di 24,00; 26,00 e 28,00 rispettivamente per i concii di radice "1", intermedio "2" e di testata "3".



Allineamento longitudinale palancolato

Sulla trave di bordo banchina (sez. 155x115 cm), si collega inferiormente, lato mare, una veletta in c.a. che scende fino alla profondità di -0,60 m s.l.m.m. per proteggere in testa il palancoolato metallico in una zona critica battuta dal moto ondoso e caratterizzata da continue alternanze di asciutto-bagnato. Trovandosi inoltre in ambiente marino aggressivo, le armature sia della trave bordo banchina che della veletta saranno protette da zincatura a caldo. Sempre sulla trave bordo banchina, a distanza regolare di 24,00 m, si ancorano le bitte della portanza di 100 t e per creare un bordo liscio protetto, si inserisce in fase di getto, un paraspigolo longitudinale continuo in acciaio inox.

Il solettone dell'impalcato ha uno spessore notevole (90 cm), in grado di garantire una sufficiente robustezza atta a sopportare i pesanti carichi dovuti alla movimentazione delle merci; lungo la prima fila di pali trivellati, a partire dal lato mare, longitudinalmente, ad interasse costante di 4,00 m si ancorano i tiranti trasversali inclinati verso il basso di 40°, inseriti per garantire una efficace reazione della struttura nel suo insieme alle azioni sismiche. I tiranti di tipo definitivo sono in barre dywidag ϕ 63,5 della lunghezza complessiva di 36 m (lunghezza libera 18 m, lunghezza di ancoraggio 18 m) inseriti in una perforazione di diametro 200 mm ed iniettati a pressione con un sistema di iniezioni ripetute, valvola per valvola. Alla fine di ciascuno dei tre conci, viene inserito un tirante di prova, uguale a quelli definitivi, ma di tipo provvisorio, arretrato sull'allineamento della seconda fila di pali in maniera da allontanarlo dai tiranti definitivi a cavallo e non interferire con gli stessi, dovendo per la prova essere portati a rottura.

Le fasi di esecuzione dell'intervento, in successione temporale, prevedono: la demolizione dell'attuale pavimentazione con la rimozione completa di sottostrutture presenti e lo scavo di splatemento generale fino alla quota +0,75 di imposta del sottofondo in cls magro del solettone; la realizzazione a cantieri consecutivi, partendo da quello di radice "1", del palancoolato metallico a ridosso sul lato mare e dei pali trivellati; la realizzazione, sempre a cantieri consecutivi, del solettone contemporaneamente alla trave di bordo banchina; la realizzazione dei n°3 tiranti di prova (n°1 su ciascun concio) e la successiva prova; la realizzazione dei tiranti definitivi di progetto.

Sempre in merito alla esecuzione, per quanto concerne la realizzazione del palancoolato metallico, mediante vibroinfissione, nel primo tratto del concio di radice "1", vista la bassa profondità del tetto delle Marne, si prevede una procedura specifica per l'infissione dei pali tubolari che ne garantisca la fattibilità. I pali tubolari del banchinamento hanno la duplice funzione di sostenere le spinte del terreno e trasferire i carichi di superficie in profondità. Pertanto, sia per questi motivi che per rendere più uniforme la risposta statica del sistema costituito da pali tubolari a mare e pali trivellati a terra, il raggiungimento delle quote di infissione previste in progetto e particolarmente importante. Tenendo conto che nel primo tratto di banchina, in prossimità della radice, è necessario infiggere i pali per circa 5-7 m nelle Argille Marnose di base, si prevede di adottare una procedura di installazione specifica, tramite realizzazione di un parziale preforo, che garantisca il raggiungimento delle quote di progetto. La procedura si articola in 6 fasi:

FASE 1: infissione di una camicia d'acciaio nelle sabbie di fondale fino ad intestarsi nelle Argille Marnose; il diametro della camicia sarà adeguatamente superiore al diametro del palo tubolare definitivo, così che questo possa essere calato all'interno della camicia medesima;

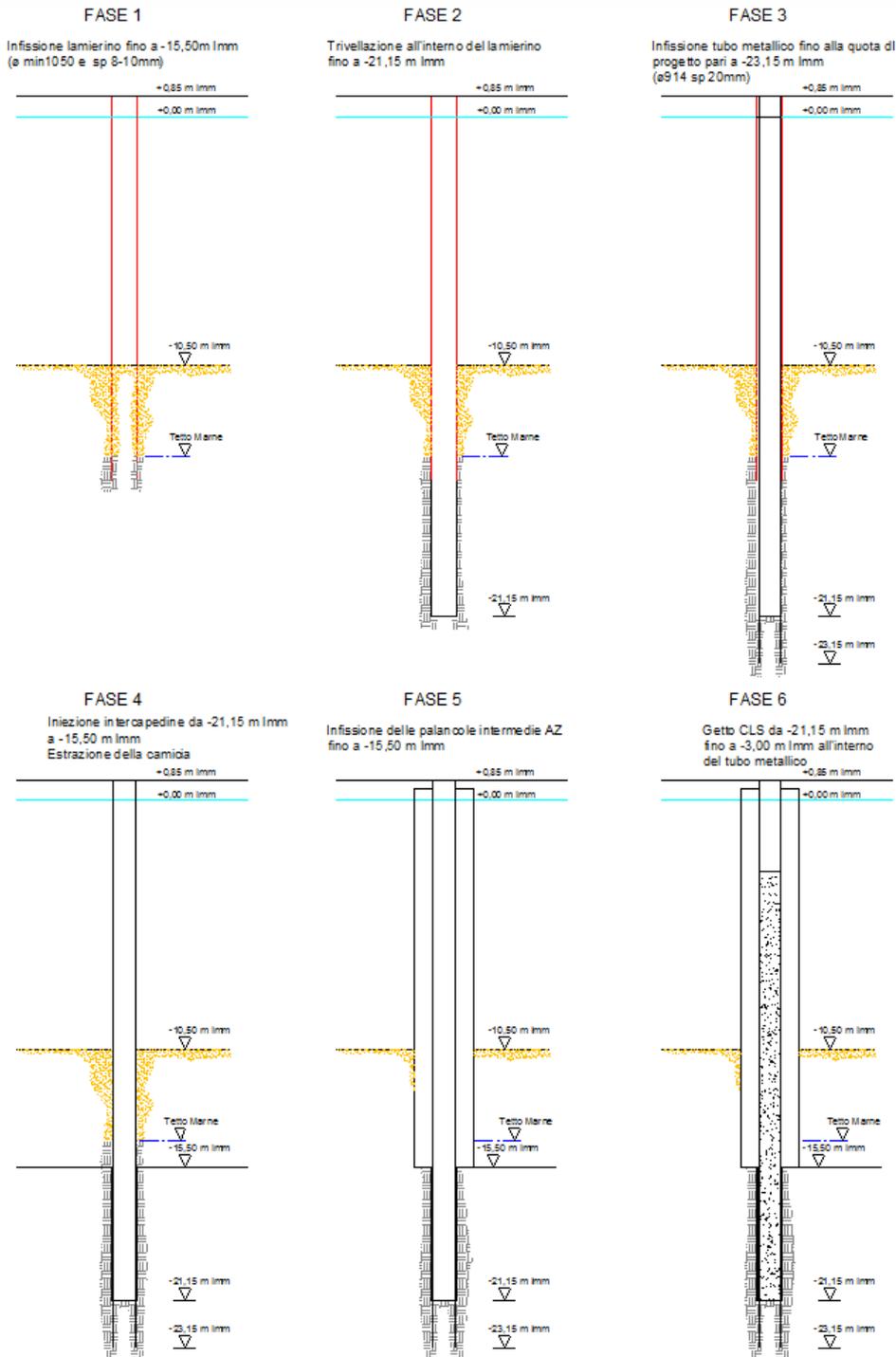
FASE 2: trivellazione all'interno della camicia e svuotamento della stessa arrestando l'avanzamento 2 m al di sopra della quota finale della base del palo tubolare;

FASE 3: posizionamento del palo tubolare all'interno della camicia ed infissione da fondo foro per 2 m così da pervenire alla profondità di progetto (in tal modo la punta del palo tubolare si trova ad agire su un terreno sicuramente non disturbato dalla perforazione);

FASE 4: iniezione con apposito tubo dell'intercapedine esterna tra il palo tubolare e la camicia d'acciaio, dal fondo foro fino ad 1 m al di sotto del tetto delle Argille Marnose (così che sia assicurata una buona resistenza laterale tra il palo tubolare e le Marne Argillose, mantenendo libero e pulito il connettore palo – palanca intermedia per 1 m nelle Argille Marnose); terminata l'iniezione si può procedere allo sfilamento della camicia;

FASE 5: installazione delle palancole intermedie ai pali tubolari;

FASE 6: riempimento interno del palo tubolare con calcestruzzo.



1.3 Criteri di calcolo

Trattandosi del consolidamento di un manufatto esistente, ai sensi delle NTC 2008, l'intervento può essere classificato come adeguamento atto a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme stesse.

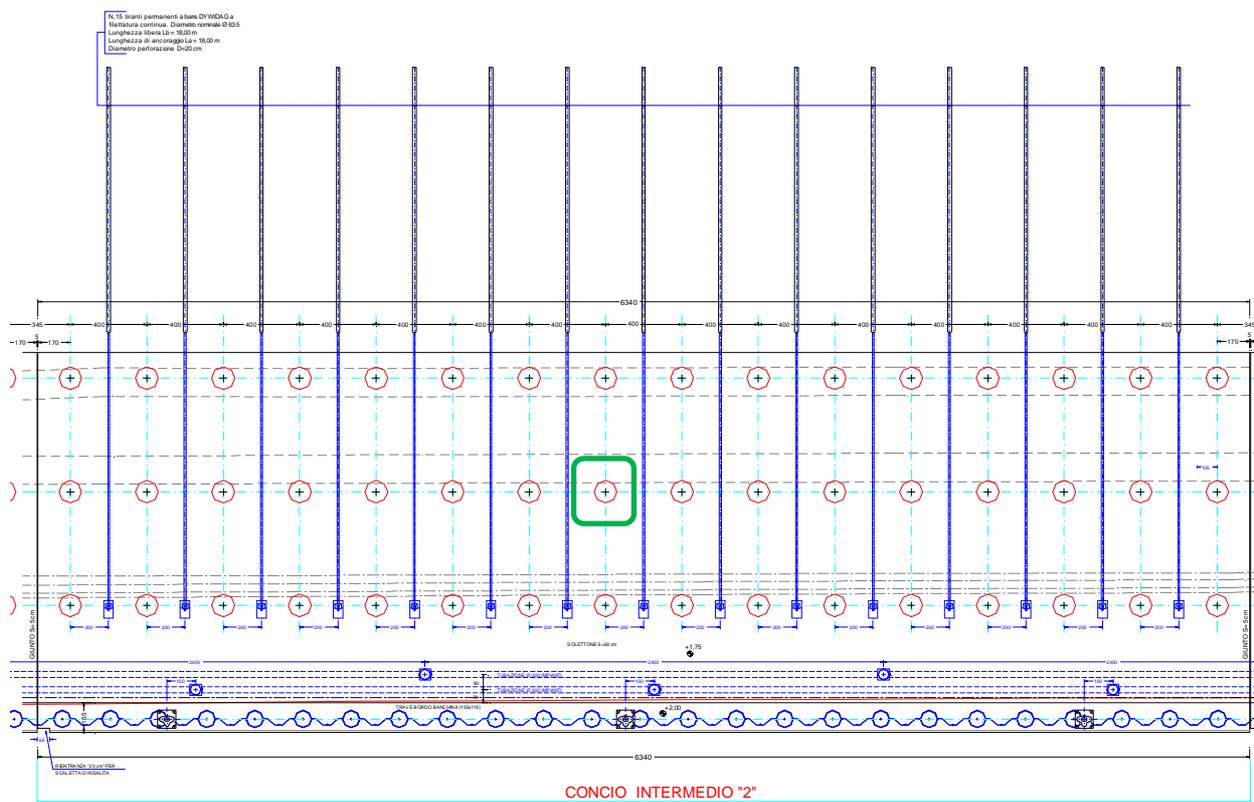
Le verifiche di sicurezza sono eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, assumendo le azioni e le combinazioni previste dalle NTC 2008. Le verifiche in situazione sismica sono condotte sempre ai sensi delle NTC 2008, con analisi statica lineare (metodi pseudostatici) associata ad un modello tridimensionale (uno per ciascuno dei tre conci).

Il codice di calcolo utilizzato è il SAP 2000NL, ampiamente sperimentato e di sicura affidabilità. Allo scopo di dimostrare l'affidabilità del software, la casa produttrice mette a disposizione alcuni esempi applicativi svolti sia con calcoli manuali che mediante l'impiego del programma stesso. In appendice vengono allegati due esempi significativi.

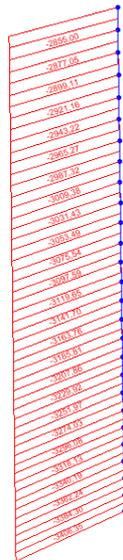
1.3.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati e delle verifiche condotte ai sensi delle norme vigenti

L'accettabilità dei risultati ottenuti mediante modelli di calcolo viene dimostrata eseguendo, per un palo campione, il confronto delle azioni ottenute dai modelli con quelle derivanti da calcoli manuali secondo le aree di influenza. In particolare vengono confrontate le sollecitazioni di sforzo normale per le condizioni statiche (Geo Pali-Acc50) e di sforzo normale, taglio e momento per le condizioni sismiche (STR Pali-SismaY_SLV_Tp).

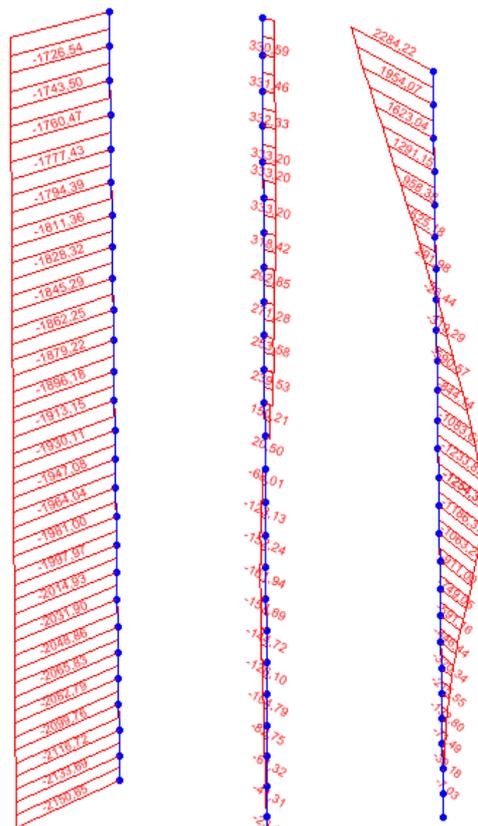
Si considera un palo centrale del concio intermedio in particolare quello evidenziato in figura:



Per il palo in esame lo sforzo normale derivante dalla combinazione "Geo Pali-Acc50" è pari a:



Mentre le sollecitazioni derivanti dalla combinazione "STR Pali-SismaY_SLV_Tp" sono pari a:



L'area di influenza è pari al prodotto degli interassi, in direzione longitudinale e trasversale, dei pali ovvero:

$$A_{inf} = i_x \cdot i_y = 4 \cdot 6 = 24 \text{ m}^2$$

Per cui con la combinazione "Geo Pali-Acc50" si ha uno sforzo assiale in testa al palo pari a:

$$N = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{qk} \cdot Q_k) \cdot A_{inf} = (1,3 \cdot 25 \cdot 0,9 + 1,3 \cdot 5 + 1,5 \cdot 50) \cdot 24 = 2658 \text{ KN}$$

Il valore ricavato da calcoli manuali è molto vicino al valore derivante dal modello di calcolo ($N_{mod} = 2855 \text{ KN}$) per ciò i risultati risultano accettabili.

Mentre per la combinazione "STR Pali-SismaY_SLV_Tp" si hanno le seguenti sollecitazioni:

$$N_0 = (G_1 + G_2 + \psi_{2j} \cdot Q_k) \cdot A_{inf} = (25 \cdot 0,9 + 5 + 0,6 \cdot 50) \cdot 24 = 1380 \text{ KN}$$

$$V_0 = F_{pp} \cdot i_x + F_{pali} \cdot h_{cuneo} + F_{qk} \cdot i_x = 70,235 \cdot 4 + 0,87 \cdot 4 + 66,165 \cdot 4 = 549 \text{ KN}$$

con F_{pp} , F_{pali} e F_{qk} definite nel paragrafo 4.1 "Azione Sismica".

Per effetto dei tiranti la sollecitazione di taglio in testa al palo si riduce mentre quella di compressione aumenta. Mediamente i tiranti sono soggetti ad un'azione di trazione pari a 930 KN. Questa sollecitazione si scompone nelle due componenti ortogonali pari a:

$$N_t = 930 \cdot \sin 40^\circ = 598 \text{ KN}$$

$$V_t = 930 \cdot \cos 40^\circ = 712 \text{ KN}$$

Il contributo dei tiranti si ripartisce sui 3 pali dell'allineamento per cui in testa al palo esaminato le sollecitazioni sono pari a:

$$N = N_0 + \frac{N_t}{3} = 1579 \text{ KN}$$

$$V = V_0 + \frac{V_t}{3} = 312 \text{ KN}$$

Entrambi i risultato sono molto prossimi alle sollecitazioni lette dal modello di calcolo rispettivamente pari a:

$$N_{mod} = 1726,54 \text{ KN}$$

$$V_{mod} = 330,59 \text{ KN}$$

Infine si calcolo il momento flettente a partire dal taglio agente in testa al palo con la teoria del suolo elastico alla Winkler:

$$M_{max} = \frac{V}{2} \cdot \left(\sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot J}{K \cdot D}} + l_{lib} \right) = \frac{312}{2} \cdot \left(\sqrt[4]{\frac{4 \cdot 34625000 \cdot 0,1018}{20000 \cdot 1,2}} + 7 \right) = 1860 \text{ KNm}$$

con

K = costante elastica del terreno;

E = modulo di elasticità del cls;

J = momento di inerzia del palo;

l_{lib} = lunghezza tratto libero del palo in sommità.

I risultati ottenuti dai calcoli manuali si possono ritenere confrontabili con quelli del modello di calcolo; la leggera differenza nei valori può essere legata al fatto che il calcolo manuale è stato effettuato considerando una K costante lungo l'altezza del palo.

Infine, per la combinazione sismica, si riporta il confronto tra la somma delle reazioni delle molle e la somma delle azioni sismiche. Il confronto viene eseguito sul Concio Intermedio 2.

Le azioni sismiche totali sono pari a:

$$\begin{aligned}
 S &= F_{pp} \cdot l_x + F_{qk} \cdot l_x + F_{blocchi} \cdot h_{blocchi} \cdot n_{p.palancolata} + F_{pali} \cdot h_{cuneo} \cdot n_{pali} + F_{palan} \cdot h_{cuneo} \\
 &\quad \cdot n_{p.palancolata} + S_{Westergaard} + S_{terrasisma} \\
 &= 70,235 \cdot 63,40 + 66,165 \cdot 63,40 + 27,94 \cdot 10 \cdot 25 + 0,87 \cdot (4 \cdot 16 + 10 \cdot 16) + 6,24 \\
 &\quad \cdot 13 \cdot 25 + 29 \cdot 13/2 \cdot 25 + 187,36 \cdot 17/2 \cdot 25 = 62382,14 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Parte delle azioni sismiche sono assorbite dai tiranti che mediamente sono sollecitati con una azione di trazione pari a 930 KN. Per cui, considerando che sul concio intermedio sono presenti 15 tiranti, la sollecitazione incassata da questi è pari a:

$$V_t = 15 \cdot 930 \cdot \cos 40^\circ = 10680 \text{ KN}$$

In definitiva le azioni sismiche che devono essere contrastate dai pali sono pari a:

$$S_o = S - V_t = 62382,14 - 10680 = 51702,14 \text{ KN}$$

Dal modello di calcolo risulta che la somma delle reazioni delle molle per la combinazione "STR Pali-SismaY_SLV_Tp" è pari a

$$S_{molle} = 54467 \text{ KN}$$

Anche in questo caso i due valori sono confrontabili, per cui i risultati risultano accettabili.

1.4 Normative di riferimento

- Legge n° 1086 del 05.11.1971 recante "Norme per la costruzione di opere in calcestruzzo semplice o armato e strutture metalliche";
- Legge n° 64 del 02.02.1974 recante "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 14.01.2008 recante "Norme tecniche per le costruzioni";
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n° 617 recante "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»";
- Eurocodice 3 / UNI EN 1993-1-1 : 2005 "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici";
- Eurocodice 3 / UNI EN 1993-5 : 2007 "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: pali e palancole".

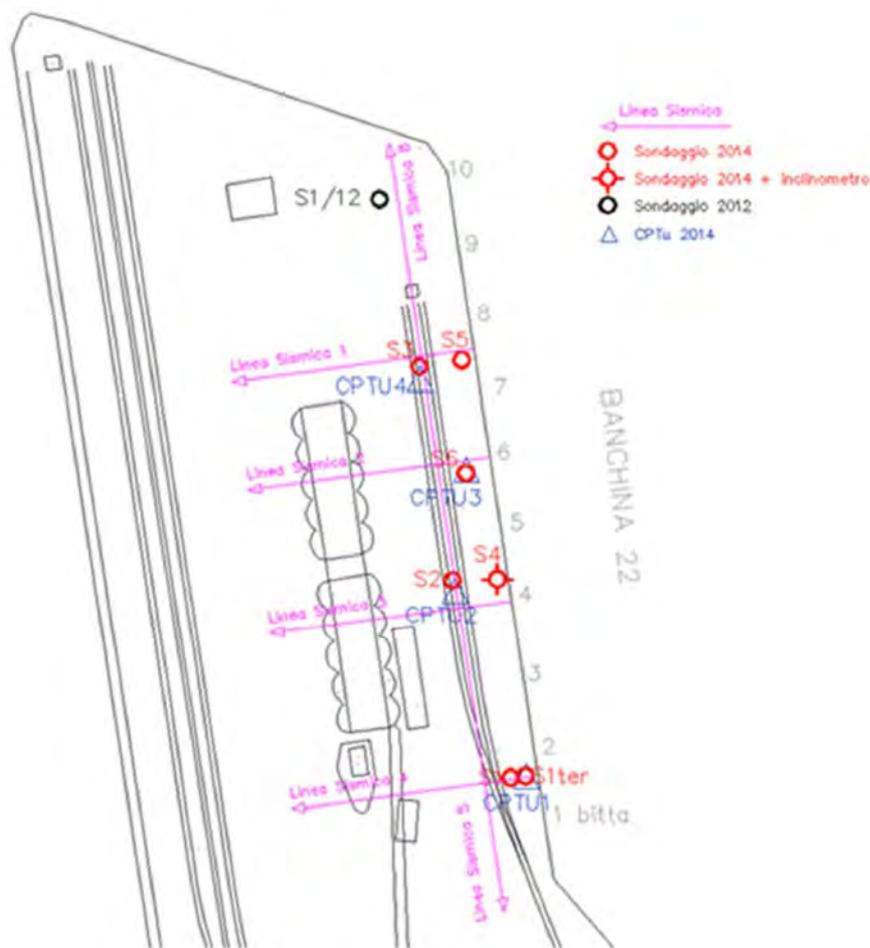
2 RELAZIONE GEOTECNICA

2.1 Generalità

Trattandosi di un'opera che ha lo scopo di conseguire l'adeguamento strutturale della banchina di ormeggio n. 22 del Porto di Ancona, l'analisi di calcolo e le verifiche sono sia di tipo geotecnico che strutturale per le combinazioni più sfavorevoli date dalla norma.

2.2 Stratigrafie e caratteristiche meccaniche del terreno – parametri geotecnici

Il modello geotecnico di sottosuolo, utilizzato per le analisi, è stato dedotto dalle risultanze di sondaggi effettuati nelle campagne di indagine condotte nel 2012 e nel 2014 i cui risultati sono ampiamente riportati nella relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Fabio Vita e ripresi e commentati nella relazione "Studi propedeutici alla redazione della relazione geotecnica finalizzata all'adeguamento strutturale della banchina di ormeggio 22 del Porto di Ancona" redatta dalla GES.



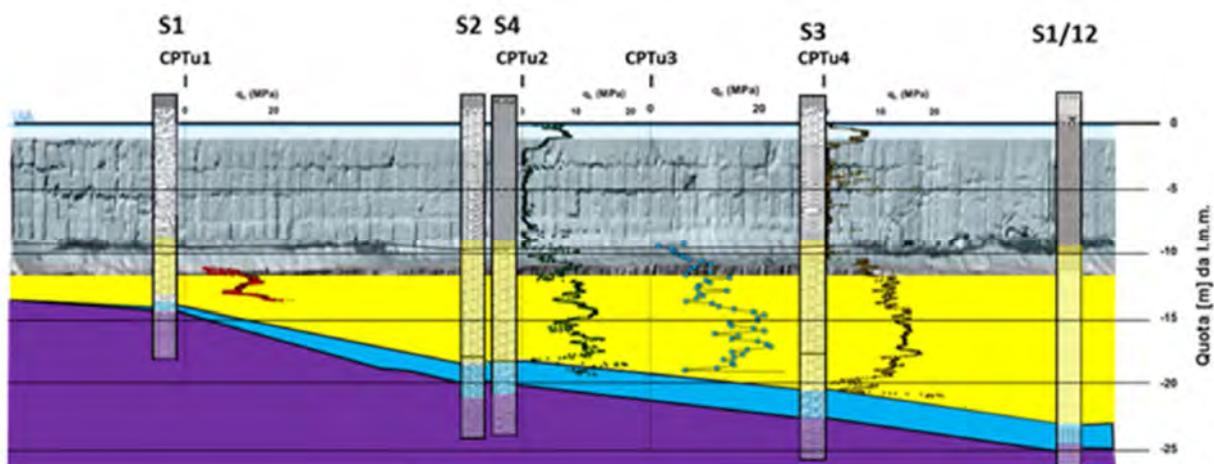
Planimetria delle prove geotecniche realizzate nel 2012 e nel 2014

Complessivamente per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del terreno si hanno a disposizione:

- n.1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo, eseguito fino alla profondità di -29 m da l.m.m., con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nel foro di sondaggio ogni 5m e prelievo di campione indisturbato a quota -26,4 da l.m.m. su cui sono state eseguite le analisi di

- laboratorio quali l'analisi granulometriche e limiti di Atterberg, la misura di proprietà fisiche e la prova per la determinazione della resistenza non drenata (campagna 2012);
- n.8 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinti a profondità variabile da -3 a -30 m dal p.c.; nel corso della perforazione, sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT in foro e, ove possibile, misure speditive sulla carota appena estratta con penetrometro tascabile;
 - n.4 prove penetrometriche statiche con misura delle sovrappressioni interstiziali in fase di avanzamento (CPTu), spinte a profondità variabile da -15,65 a -23,20 m dal p.c.;
 - n.8 stendimenti sismici a rifrazione di cui 4 ortogonali alla banchina e 4 stendimenti consecutivi paralleli alla banchina ed elaborati in una unica linea;
 - analisi di laboratorio su n.4 campioni indisturbati quali analisi granulometriche e limiti di Atterberg, misura di proprietà fisiche quali contenuto d'acqua naturale, peso di volume, peso specifico dei grani, peso di volume del secco, indice dei vuoti, porosità e grado di saturazione, prove edometriche, prove di taglio diretto.

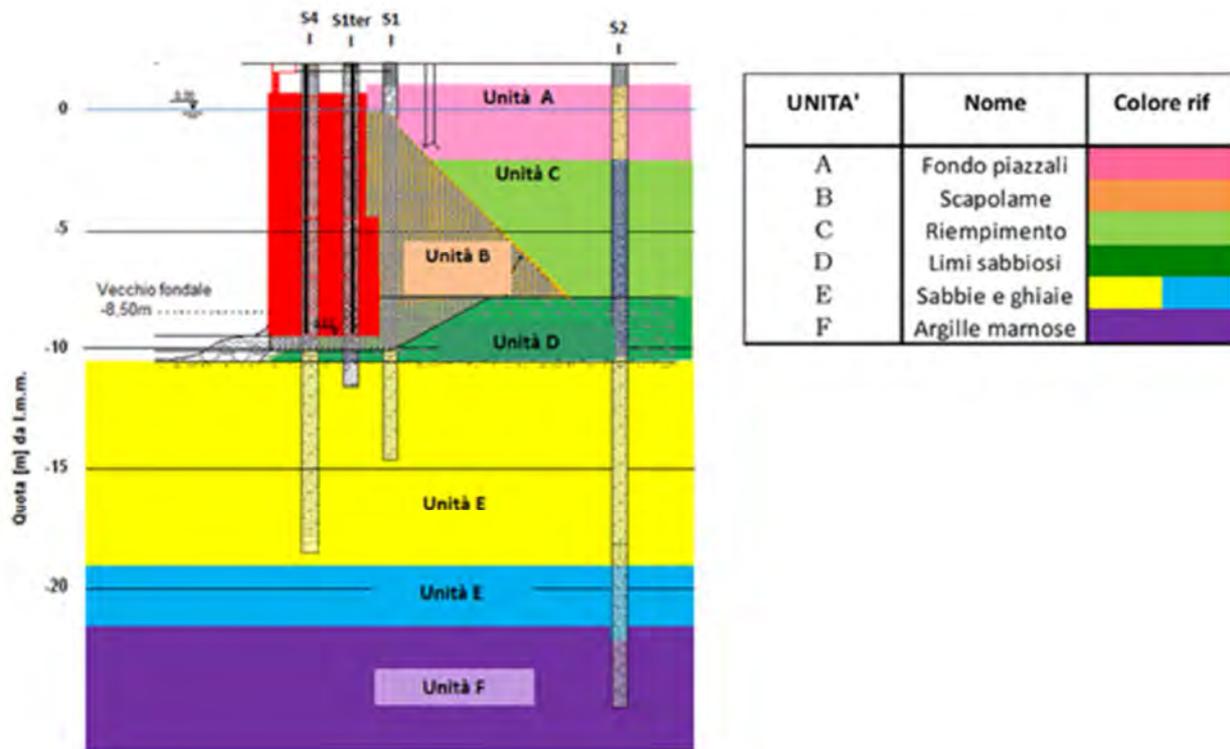
Nell'area portuale di pertinenza della Banchina 22 la successione stratigrafica tipica rinviene subito dopo i limi di fondale, un primo deposito di sabbie medie che ricopre un livello più marcatamente ghiaioso; tale livello segna il passaggio alla formazione in posto costituita da Argille Marnose sovraconsolidate. I sondaggi eseguiti nel 2014 confermano la presenza del deposito sabbioso caratterizzato da uno spessore variabile tra 6 m in zona radice e circa 12 m in area testata del molo. Al di sotto di tale livello si rinviene la formazione delle Argille marnose. Interposto tra le Argille marnose di base e le sabbie si rinviene, nei sondaggi eseguiti, anche uno livello, di spessore variabile fino a 2 m, di materiale ghiaioso argilloso. Tale passaggio, seppur frequente nella successione stratigrafica della zona, non è sempre presente, come si può osservare in sondaggi di aree limitrofe.



Stratigrafia della banchina 22 ricostruita sulla base delle indagini delle campagne 2012 e 2014

Le indagini eseguite a tergo del banchinamento hanno permesso di valutare anche le caratteristiche geotecniche del materiale di riempimento.

Il riconoscimento litologico dei terreni, effettuato direttamente nei sondaggi a carotaggio continuo e le interpretazioni stratigrafiche delle prove in situ, ha permesso di ricostruire uno schema stratigrafico di riferimento utile per la definizione del modello geotecnico di sottosuolo. Tenendo conto della ricostruzione stratigrafica di riferimento è possibile individuare 6 unità geotecniche, come mostrato in figura seguente:



Individuazione delle unità geotecniche nel modello di riferimento

Le caratteristiche del terreno assunte per il calcolo sono le seguenti:

Unità A - fondo piazzale: peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

angolo di attrito interno $\varphi = 37^\circ$;

Unità C - riempimento: peso di volume $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$;

angolo di attrito interno $\varphi = 24^\circ$;

Unità D - limi sabbiosi: peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

angolo di attrito interno $\varphi = 26^\circ$;

Unità E - sabbie e ghiaie: peso di volume $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$;

angolo di attrito interno $\varphi = 39^\circ$;

Unità F - argille marnose: peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

coesione non drenata $C_u = 250 \text{ kN/m}^2$.

La verifica del potenziale di liquefazione viene riportata per esteso nella relazione "Studi propedeutici alla redazione della relazione geotecnica finalizzata all'adeguamento strutturale della banchina di ormeggio 22 del Porto di Ancona" redatta dalla GES. I risultati indicano un rischio di liquefazione basso.

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Si prevede l'utilizzo di un conglomerato cementizio confezionato secondo le seguenti modalità:

- Cemento tipo 425	350 kg/mc
- Ghiaia	0.8 mc/mc
- Sabbia	0.4 mc/mc
- Acqua	120 lt/mc

Uso di leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia.

Inerti naturali o di frantumazione, costituiti da elementi non gelivi, non friabili e privi di sostanze organiche limose od argillose, di gesso ecc, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato e alla conservazione delle armature metalliche.

Ghiaia o pietrisco di dimensioni massime correlate alle caratteristiche della carpenteria del getto e all'ingombro delle armature metalliche.

Acqua limpida e priva di sali in percentuale dannosa.

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto saranno adeguate alla destinazione del getto.

Caratteristiche meccaniche:

Per il riempimento tra paramento in massi e palanca metallica, si prevede l'impiego di un calcestruzzo magro di classe "C 8/10" ($R_{ck}=10 \text{ N/mm}^2$); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali		
- modulo elastico E	= 25473	N/mm ²
- res. cil. compressione f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck} = 8.30$	N/mm ²
stati limite ultimi		
- coeff. materiale γ_c	= 1.5	
- res. progetto s.l.u. f_{cd}	= $f_{ck}/\gamma_c = 5.53$	N/mm ²
- tens. max s.l.u.	= $0.85 f_{cd} = 4.70$	N/mm ²

Per il riempimento dei pali tubolari, si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe "C 20/25" ($R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali		
- modulo elastico E	= 30200	N/mm ²
- res. cil. compressione f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck} = 20.75$	N/mm ²
stati limite ultimi		

- coeff. materiale γ_c	= 1.5	
- res. progetto s.l.u. f_{cd}	= $f_{ck}/\gamma_c =$	13.83 N/mm ²
- tens. max s.l.u.	= $0.85 f_{cd} =$	11.76 N/mm ²

La classe di esposizione prescritta è la **XC1** a cui corrisponde un rapporto acqua cemento pari a 0,65 con un minimo contenuto in cemento di 260 Kg/mc. La classe di consistenza prevista è la S4, il diametro massimo degli inerti D_{max} è pari a 25 mm mentre il copriferro minimo è di 25 mm.

Per i pali trivellati, il solettone e le travi di bordo, si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe "**C 35/45**" ($R_{ck}=45$ N/mm²); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali

- modulo elastico E	= 34625	N/mm ²
- res. cil. compressione f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck} =$	37.35 N/mm ²

stati limite ultimi

- coeff. materiale γ_c	= 1.5	
- res. progetto s.l.u. f_{cd}	= $f_{ck}/\gamma_c =$	25.17 N/mm ²
- tens. max s.l.u.	= $0.85 f_{cd} =$	21.39 N/mm ²

La classe di esposizione prescritta è la **XS3** a cui corrisponde un rapporto acqua cemento pari a 0,45 con un minimo contenuto in cemento di 360 Kg/mc. La classe di consistenza prevista è la S4, il diametro massimo degli inerti D_{max} è pari a 25 mm mentre il copriferro minimo è di 45 mm.

3.2 Acciaio per armature

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C** controllate in stabilimento, pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche meccaniche

- modulo elastico E	= 210000	N/mm ²
- resistenza trazione f_{tk} (min)	= 540	N/mm ²
- snervamento f_{yk} (min)	= 450	N/mm ²
- Allungamento minimo a rottura	= 7.5%	
- rapporto minimo f_t/f_y	= 1.15	
- rapporto massimo f_t/f_y	= 1.35	

stati limite ultimi

- coeff. materiale γ_s	= 1.15	
- res. progetto s.l.u. $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	= 391.3	N/mm ²

stati limite di esercizio

- coeff. materiale γ_s	= 1.0	
- tens. progetto sle- az. Rare	= $0.8 f_{yk} =$	360 N/mm ²

Le armature da porsi in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato, dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto di fusione. Le armature della trave di bordo banchina e della veletta lato mare saranno protette da zincatura a caldo.

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Le piastre per ancoraggio dei tiranti, saranno realizzate in acciaio tipo "S 355" (UNI EN 10025-2) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$) $f_{tk} \geq 470 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento ($40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$) $f_{yk} \geq 335 \text{ N/mm}^2$

I pali metallici tubolari, saranno realizzati in acciaio tipo "S 420 MH" (UNI EN 10210-1) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tk} \geq 500 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 420 \text{ N/mm}^2$

Le palancole metalliche, saranno in acciaio tipo "S 430 GP" (UNI EN 10248-1) avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

I tiranti permanenti a barre "DYWIDAG" a filettatura continua, verranno realizzati con barre tipo

"GEWI B500B":

- tensione di rottura $f_{tk} \geq 700 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 555 \text{ N/mm}^2$

4 DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Le azioni agenti sulla banchina sono quelle del peso proprio del manufatto, del peso proprio del terreno, dei sovraccarichi, dell'acqua, del tiro alla bitta e del sisma.

Per la valutazione del peso delle strutture in cemento armato, si assume il peso specifico

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

L'Autorità Portuale ha richiesto l'allestimento di bitte di ormeggio progettate per un tiro orizzontale di **1000 kN** e disposte con interasse di 25 m.

In merito al sovraccarico variabile l'opera viene analizzata considerando agente sulla banchina un carico pari a: **50 kN/m²**.

Oltre a questo carico distribuito, devono essere considerati i carichi concentrati dovuti alla presenza e all'utilizzo delle gru portuale. Il veicolo considerato, su indicazione della committenza, è la GRU semovente portuale modello n°7 della GOTTWALD serie GHMK 7608. Nella scheda tecnica del veicolo sono riportati il peso della gru, pari a 496 t (4960 kN) e il massimo carico di sollevamento, pari a 150 t (1500 kN). Nelle seguenti tabelle vengono riassunti i dati necessari per la stima delle pressioni medie sulla banchina nonché delle pressioni trasmesse dalla singola ruota, quando la gru è in traslazione e dalle singola piastra di appoggio quando la gru è in esercizio.

Massa Totale della GRU	496 t
Superficie di contatto della ruote della GRU in traslazione	11,55m x 5,04 m
Pressione media esercitata dalla GRU in traslazione sulla superficie coperta dalle ruote	85,6 kPa
Superficie media coperta dalla GRU in traslazione	16,20m x 11,1m
Pressione media esercitata dalla GRU in traslazione	27,6 kPa

Pressioni medie con la gru in traslazione

N° assi	8
Carico sull'asse	62 t
Ruota / Asse	4
Carico / Ruota	15,50 t
Superficie di contatto / Ruota	1690 cm ²
Pressione esercitata dalla GRU sull'area di contatto della ruota in traslazione	900 kPa

Pressioni sulla singola ruota con la gru in traslazione

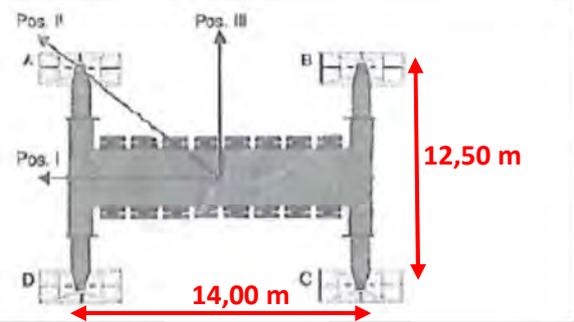
Si precisa che il valore di 27,6 KPa si riferisce ad un'ipotetica pressione distribuita sull'ingombro della sagoma della gru pari a 16,20x11,10 m come specificato di seguito:

$$P_m = \frac{P_{gru}}{A_{gru}} = \frac{496 \cdot 9,81}{16,20 \cdot 11,10} = 27,60 \text{ KPa}$$

Tale valore, comunque, non è stato impiegato in nessuna condizione di carico in quanto non rappresenta una situazione reale.

Mentre il valore di 900 KPa è relativo alla pressione sotto una singola ruota, e deriva da:

$$P_r = \frac{P_{gru}}{n_{assi} \cdot n_{ruote} \cdot A_{ruote}} = \frac{496 \cdot 9,81}{8 \cdot 4 \cdot 0,1690} = 900 \text{ KPa}$$

	Posizione del braccio		
	I	II	II
Carico	100 t	96 t	100 t
Raggio	24 m	25 m	24 m
Carico sulle piastre di appoggio	202,2 t	239,3 t	210,9 t
Piastra su cui agisce il carico	A,D	A	A, B
Superficie della piastra di appoggio	9 m ² (4,5m x 2m)		
Pressione esercitata sul suolo	225 kPa	266 kPa	234 kPa

Pressioni sulla singola piastra con la gru in esercizio

4.1 Azione da ritiro

Nel seguente paragrafo vengono valutate le azioni dovute agli effetti del ritiro. La deformazione totale da ritiro è pari a:

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

con

$$\varepsilon_{cd} = K_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0,70 \cdot (-0,000255) = -0,0001785$$

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

$$h_0 = 2 \cdot A_c \cdot u = 1800 \text{ mm}$$

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\varepsilon_{ca} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} = -0,0000625$$

Per cui:

$$\varepsilon_{cs} = -0,000241$$

Tale deformazione genera una sollecitazione di trazione sul calcestruzzo pari a:

$$\sigma_{ct} = \frac{\mu \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cs}}{1 + \mu \cdot n} = \frac{0,00589 \cdot 210000 \cdot 0,000241}{1 + 0,00589 \cdot 15} = 0,27 \text{ MPa}$$

dove

μ è la percentuale di armatura nella sezione

E_s è il modulo elastico dell'acciaio

n è il coefficiente di omogeneizzazione

Lo stato tensionale di trazione sul calcestruzzo generato dal ritiro risulta molto contenuto e di gran lunga inferiore alla sua resistenza a trazione pari a 2,26 MPa. Per cui gli effetti del ritiro si ritengono del tutto trascurabili.

4.2 Azione sismica

Ai fini della valutazione delle **azioni sismiche** occorre definire preliminarmente alcuni parametri caratteristici dell'opera e del sito considerati:

- *vita nominale (V_N)*;
- *classe d'uso*;
- *periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R)*;
- *categoria di sottosuolo (S)*;
- *condizioni topografiche (T)*.

Trattandosi di un'opera ordinaria, si assume una vita nominale pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Per classe d'uso si assume la **Classe II** (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti...); per cui:

$$c_u = 1,0$$

Ottenendo un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_R = V_N \cdot c_u = 50 \text{ anni}$$

Per la categoria di sottosuolo di riferimento, si assume la **D**: *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

La condizione topografica del sito è la **T1** (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$).

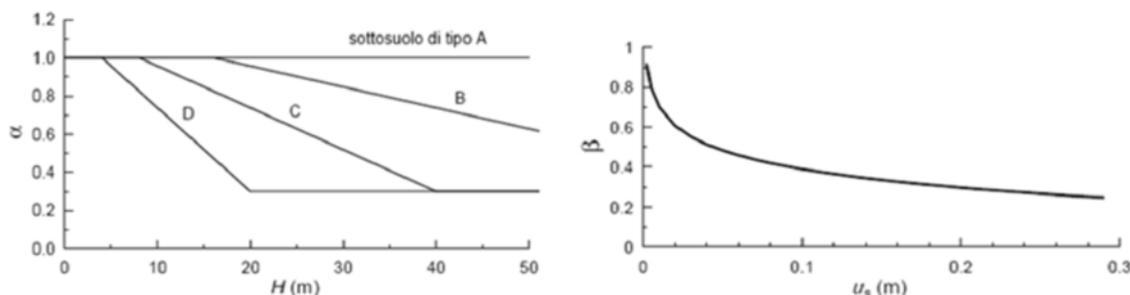
Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) per la categoria di **sottosuolo D**, e di amplificazione topografica (S_T) si ottiene l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}) relativa allo SLV:

SLV (Vr = 50 anni)					
Località	Cat. terreno	a_g/g	S_s	S_T	a_{max}/g
Porto di Ancona	D	0,174	1,759	1	0,102

Nel caso in esame l'analisi sismica viene condotta con metodi di analisi di tipo pseudo-statico, quindi l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali devono essere pertanto valutati in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo per l'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti. Nel caso in esame l'azione sismica verticale non viene considerata.

Quando si utilizza il metodo pseudostatico, la normativa nazionale prevede di considerare dei coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima di riferimento per tener conto:

- della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (coefficiente α);
- della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (coefficiente β).



Grafici per la determinazione rispettivamente dei coefficienti α e β

Nel caso in esame il coefficiente β è assunto pari a 1 mentre il coefficiente α è assunto pari a 0,35.

Per cui si ha:

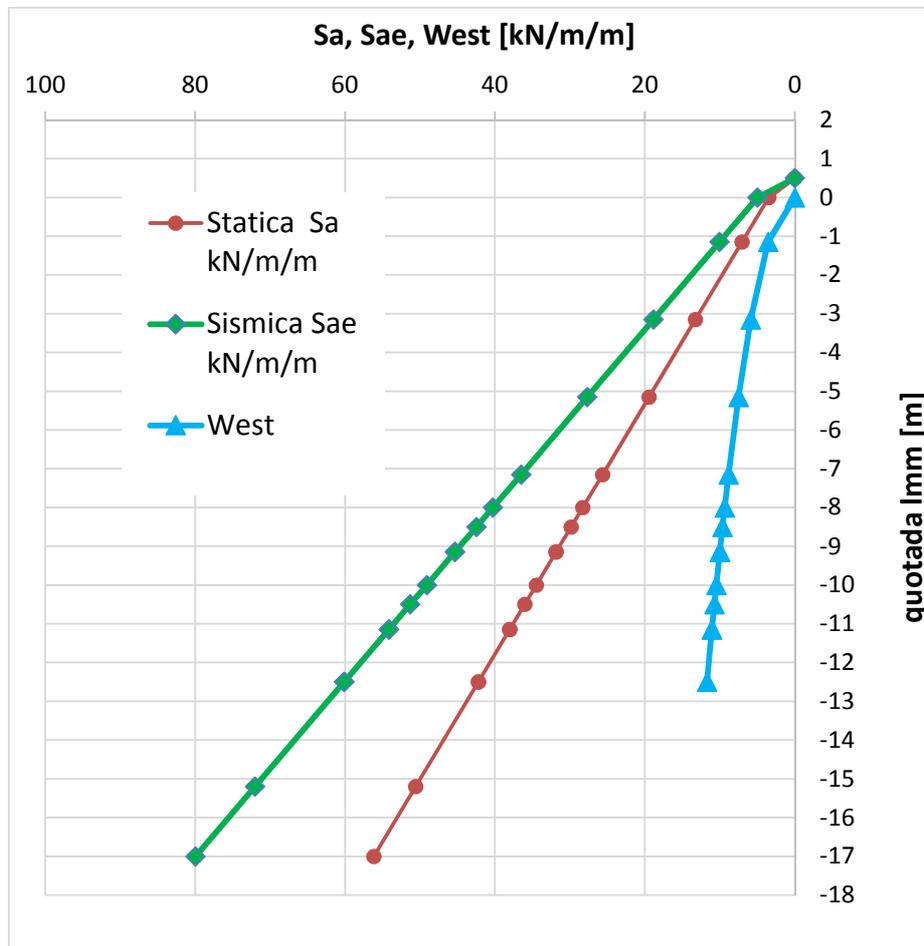
$$\text{- per lo SLV} \quad a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = 0,35 \cdot 1 \cdot 0,306 = 0,11$$

Gli effetti sismici sono portati in conto sommano alle azioni statiche alcune azioni aggiuntive. In particolare, l'azione sismica agente sul sistema include le seguenti componenti:

- 1.) azione inerziale dovuta al terreno a tergo della paratia (incremento di spinta delle terre);
- 2.) azione inerziale dovuta al peso dei massi della banchina esistente, dei pali e del palancoato;
- 3.) azione inerziale dovuta al peso del solettone e dei carichi agenti;
- 4.) pressione idrodinamica agente sul lato mare della paratia (sul battente libero valutato secondo Westergaard).

L'incremento di spinta delle terre dovuto all'azione sismica a tergo della paratia è stato valutato tenendo conto della differenza tra il coefficiente di spinta calcolato con la formulazione di Mononobe-Okabe (KaE) e il coefficiente di spinta statico valutato con la formulazione di Coulomb (Ka). Mentre la pressione idrodinamica è stata stimata con la soluzione di Westergaard.

Di seguito si riporta lo schema grafico dove è possibile vedere l'andamento delle spinte considerate per metro lineare di lunghezza:



L'azione inerziale dovuta al peso proprio dei massi di banchina, al peso proprio del solettone e dei carichi è il risultato del prodotto del peso dell'elemento al metro lineare, o del carico, per il coefficiente sismico K_n .

Per quanto riguarda i carichi variabili bisogna tener conto dei coefficienti riduttivi ψ_{2j} previsti dalle NTC2008, operando le opportune similitudini per i carichi non espressamente citati in normativa. Nella seguente tabella sono indicati i coefficienti impiegati e le categorie di azioni variabili a cui sono stati assimilati i carichi agenti in banchina.

Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}	Assimilabile alla seguente categoria prevista in NTC 2008
Tiro alla bitta	0,6	0,2	0,0	Vento
Sovraccarico distribuito in banchina	0,7	0,7	0,6	Categoria D Ambienti ad uso commerciale
Gru e Carico di sollevamento	1	1	1	Assunto unitario in via cautelativa

Coefficienti riduttivi impiegati

L'azione inerziale dovuta a peso proprio della zattera è pari a:

$$F_{pp} = (p_{zattera} + p_{pav} + p_{tr}) \cdot a_h = 70,235 \text{ KN/m}$$

dove

$p_{zattera}$ è il peso a metro lineare della zattera in c.a. di spessore 90 cm

p_{pav} è il peso a metro lineare della pavimentazione industriale di spessore variabile (da 25 a 15 cm)

p_{tr} è il peso a metro lineare della trave di bordo e della veletta

L'azione inerziale dovuta ai blocchi della banchina esistente viene applicata come carico sui pali della palancolata ed è pari a:

$$F_{blocchi} = b_{blocchi} \cdot \gamma_{blocchi} \cdot i_{pali} \cdot a_h = 4,20 \cdot 25 \cdot 2,52 \cdot 0,11 = 27,94 \text{ KN/m}$$

Per quanto riguarda l'azione inerziale derivante dai carichi variabili, la situazione più gravosa si ha considerando il carico uniformemente distribuito sulla banchina di 50 KN/m² per cui si ha:

$$F_{Qk} = Q_k \cdot b_{zattera} \cdot \psi_{2j} \cdot a_h = 50 \cdot 20,05 \cdot 0,6 \cdot 0,11 = 66,165 \text{ KN/m}$$

Viene considerata anche la forza d'inerzia dovuta al tratto di pali (Φ 1200) all'interno del cono di spinta del terreno, che per ogni metro lineare risulta pari a:

$$F_{pali} = r^2 \cdot \pi \cdot (\gamma_{ca} - \gamma_t) \cdot a_h = 0,6^2 \cdot \pi \cdot (25 - 18) \cdot 0,11 = 0,87 \text{ KN/m}$$

Mentre l'azione inerziale dovuto al palancolato metallico e al riempimento di calcestruzzo è pari a:

$$F_{palancolato} = d_{pali} \cdot i_{pali} \cdot \gamma_{ca} \cdot a_h = 0,9 \cdot 2,52 \cdot 25 \cdot 0,11 = 6,237 \text{ KN/m}$$

Generalmente per le opere di sostegno il sisma in direzione longitudinale non è significativo. Nel caso in esame però ogni singolo concio è costituito da un impalcato che poggia su pali di notevole estensione (dimensioni medie 63.40 x 20.05 m), per cui si è deciso di associare alla azioni sismiche trasversali anche il 30% delle azioni sismiche longitudinali derivanti dall'inerzia dell'impalcato (inerzia dovuta al peso proprio e al sovraccarico). Pertanto il contributo complessivo del sisma in direzione longitudinale X è pari a:

$$F_x = 0,3 \cdot (F_{pp} + F_{Qk}) \cdot l_{zattera} = 0,3 \cdot (70,235 + 66,165) \cdot 63,40 = 2594,33 \text{ KN}$$

Gli effetti dell'eccentricità accidentale vengono presi in considerazione sommando alle azioni sismiche i torcenti di piano. Nel caso specifico viene trascurata l'eccentricità in direzione trasversale per sisma longitudinale, in quanto poco significativa, ed inoltre il calcolo del torcente tiene conto della sola massa relativa al carico variabile Q_k , in quanto la massa derivante dai carichi permanenti G_1 e G_2 non è soggetta a variazione ed incertezza sulla distribuzione.

Per sisma in direzione trasversale l'eccentricità accidentale è pari al 5% della lunghezza del concio, per cui il corrispondente momento torcente è pari a:

$$e_x = l_{zatt} \cdot 0,05 = 63,40 \cdot 0,05 = 3,17 \text{ m}$$

$$F_{y(qk)} = F_{Qk} \cdot l_{zatt} = 66,165 \cdot 63,40 = 4194,86 \text{ KN}$$

$$M_{ty(qk)} = \pm F_{y(qk)} \cdot e_x = \pm 4194,86 \cdot 3,17 = \pm 13297,71 \text{ KNm}$$

4.3 Combinazioni dei carichi

Considerando l'intero manufatto come un'opera di sostegno, in particolare come una paratia, le verifiche, sui diversi elementi strutturali che la compongono ovvero pali, tiranti e solettone, vengono eseguite secondo gli approcci e le combinazioni previste dalle NTC2008. Per cui:

- la verifica di tipo GEO sui pali viene condotta con l'approccio 2 (A1+M1+R3);
- la verifica di tipo STR sui pali viene condotta con l'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui, essendo la condizione più gravosa quella sismica, i coefficienti A1 sono assunti unitari;
- le verifiche di tipo GEO e STR sui tiranti vengono condotte con l'approccio 2 (A1+M1+R3), in cui, essendo la condizione più gravosa quella sismica, i coefficienti A1 sono assunti unitari e il coefficiente R3 è pari a $\gamma_{Ra,p} = 1,2$;
- la verifica di tipo STR sul solettone viene eseguita con l'approccio 2 (A1+M1+R3); i coefficienti amplificativi delle azioni A1 sono gli stessi impiegati per le verifiche agli SLU per le strutture in elevazione.

Di seguito si riportano le tabelle delle NTC con i coefficienti parziali γ da applicare nelle rispettive verifiche.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{R,t}$	1.1
Permanenti	$\gamma_{R,p}$	1.2

La resistenza caratteristica R_k dei singoli pali è stata determinata con metodi di calcolo analitici, pertanto la $R_{c,cal}(R_{t,cal})$ trovata deve essere ridotta in funzione al numero di verticali indagate con la seguente relazione:

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In questo caso, considerando un numero di sondaggi, pari a 10 i coefficienti ξ_3 ed ξ_4 sono (tabella 6.4.IV):

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

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

La resistenza caratteristica allo sfilamento dei tiranti R_{ak} è stata determinata con metodi di calcolo analitici, pertanto la $R_{c,cal}(R_{t,cal})$ trovata deve essere ridotta in funzione al numero di profili di indagini indagati con la seguente relazione:

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

In questo caso, considerando il numero elevato di profili indagati, maggiore di 5 i coefficienti ξ_{a3} ed ξ_{a4} sono (tabella 6.6.III):

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

Per quanto riguarda la verifica GEO dei pali e quella STR del solettone devono essere considerate due distinte combinazioni; la prima tiene conto del sovraccarico accidentale di 50 KN/m² uniformemente distribuito su tutta la superficie mentre la seconda considera la gru in esercizio con le piastre di appoggio posizionate in diverse zone della zattera in maniera da cogliere l'effetto più sfavorevole per gli elementi strutturali.

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i carichi e le combinazioni definite nel modello di calcolo:

TABLE: Load Pattern Definitions		
LoadPat	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
PP-PERM-G1	DEAD	0
PERMAN-G2	DEAD	0
AccBANCHINA	LIVE	0
P.P.strutture	DEAD	1
ACCcarrabile	LIVE	0
Westergaard	WATER PR	0

TABLE: Load Pattern Definitions		
LoadPat	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
GRU	LIVE	0
Ster_statica	LIVE	0
Ster_sisma	QUAKE	0
Fzatt_sismaY	QUAKE	0
Sbloc_sisma	QUAKE	0
Spali_sisma	QUAKE	0
Mt_sismaY	QUAKE	0
Fzatt_sismaX	QUAKE	0

TABLE: Load Case Definitions	
Case	Type
Text	Text
PP-Perm_G1	LinStatic
Perman-G2	LinStatic
ACC-BANCHINA	LinStatic
P.P.strutture	LinStatic
Westergaard	LinStatic
GRU	LinStatic
Ster_statica	LinStatic
Ster_sisma	LinStatic
Fzatt_sismaY	LinStatic
Sbloc_sisma	LinStatic
Spali_sisma	LinStatic
Mt_sismaY	LinStatic
Fzatt_sismaX	LinStatic

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
PP-Perm_G1	Load pattern	PP-PERM-G1	1
Perman-G2	Load pattern	PERMAN-G2	1
ACC-BANCHINA	Load pattern	AccBANCHINA	1
P.P.strutture	Load pattern	P.P.strutture	1
Westergaard	Load pattern	Westergaard	1
GRU	Load pattern	GRU	1
Ster_statica	Load pattern	Ster_statica	1
Ster_sisma	Load pattern	Ster_sisma	1
Fzatt_sismaY	Load pattern	Fzatt_sismaY	1
Sbloc_sisma	Load pattern	Sbloc_sisma	1
Spali_sisma	Load pattern	Spali_sisma	1
Mt_sismaY	Load pattern	Mt_sismaY	1
Fzatt_sismaX	Load pattern	Fzatt_sismaX	1

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
Geo Pali-Acc50	Linear Add	PP-Perm_G1	1,3
		ACC-BANCHINA	1,5
		P.P.strutture	1,3
		Ster_statica	1
Geo Pali-AccGru	Linear Add	PP-Perm_G1	1,3
		P.P.strutture	1,3
		GRU	1,5
		Ster_statica	1
Geo Pali-AccGru-bis	Linear Add	PP-Perm_G1	1,3
		P.P.strutture	1,3
		GRU-bis	1,5

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
		Ster_statica	1
STR Pali-SismaY_SLV_Tp	Linear Add	Fzatt_sismaY	1
		Sbloc_sisma	1
		Ster_sisma	1
		Westergaard	1
		ACC-BANCHINA	0,6
		P.P.strutture	1
		PP-Perm_G1	1
		Spali_sisma	1
		Mt_sismaY	1
		Fzatt_sismaX	1

5 MODELLI DI CALCOLO

Le analisi vengono condotte su 3 distinti modelli di calcolo rappresentativi dei 3 conchi della banchina. Questa distinzione si è resa necessaria, anche se i 3 conchi risultano pressoché identici per dimensioni e carichi agenti, in quanto la stratigrafia del terreno varia. In particolare ciascun modello differisce nella lunghezza dei pali prevista e nella definizione delle molle orizzontali, che simulano il comportamento di un palo immerso in un suolo elastico alla Winkler.

I modelli di calcolo ad elementi finiti schematizzano i pali e i tiranti con elementi frame e il solettone con elementi shell. I tiranti sono stati modellati considerando la lunghezza dell'intero tratto libero e metà della lunghezza del tratto della fondazione. I pali vengono considerati, per la parte reagente, immersi in un suolo elastico alla Winkler, assumendo una costante elastica variabile con la profondità per le azioni orizzontali. Mentre per le azioni verticali la molla è stata inserita solo alla base del palo e la costante assegnata tiene conto sia della rigidezza esplicita alla base che di quella esplicita lungo il fusto del palo per azioni tangenziali.

I pali sono discretizzati con tratti di lunghezza unitaria (1,00 m) e le molle sono applicate direttamente sui nodi. I coefficienti di reazione laterale normale sono in genere definiti dalla relazione seguente:

$$k = \bar{k} \cdot D \cdot i$$

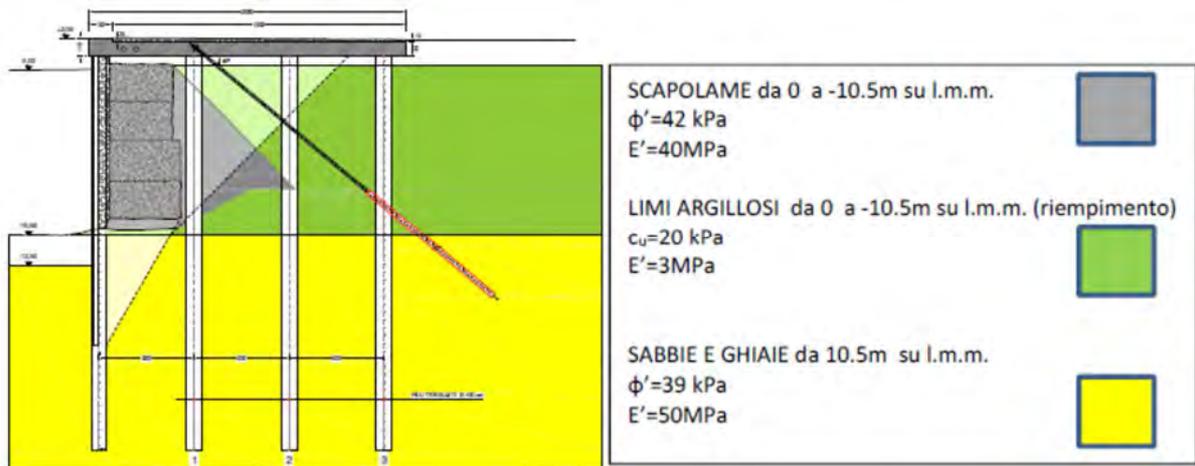
in cui:

\bar{k} è la costante elastica del terreno espressa in kN/m^3 ;

D è il diametro del palo;

i è l'interasse tra i nodi usati per la discretizzazione ed è pari ad 1 metro.

I valori delle rigidezze delle molle orizzontali tengono conto dell'effetto ombra tra i pali così come esplicitato in dettaglio nella relazione "Studi propedeutici alla redazione della relazione geotecnica finalizzata all'adeguamento strutturale della banchina di ormeggio 22 del Porto di Ancona" redatta dalla GES. Si riportano i valori determinati in funzione della stratigrafia e dell'interferenza dell'effetto ombra.



Stratigrafia considerata per il calcolo delle costanti elastiche

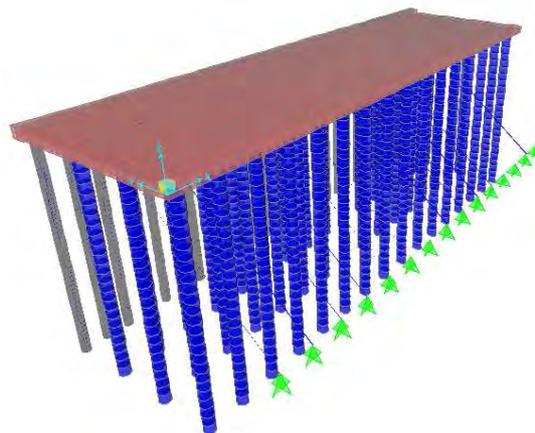
	palo singolo
pm	-
pu scapolame (-6m)	892
k scapolame	33333
pu argilla	216
k argilla	2500
pu sabbia (-13m)	1685
k sabbia	41667

Allineamento palo dir. trasversale		
1	2	3
0,868	0,437	0,366
775	390	326
28931	14565	12189
187	94	79
2170	1092	914
1462	736	616
36164	18207	15237

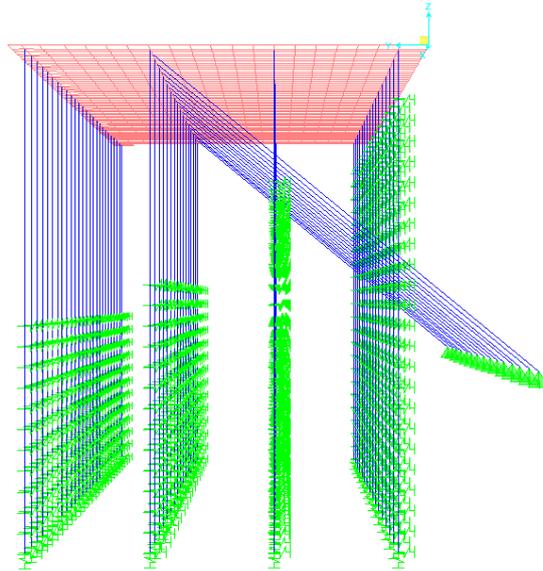
Allineamento Long.	
0,242	-
216	kN/m
8076	kN/m ³
52	kN/m
606	kN/m ³
408	kN/m
10095	kN/m ³

Costanti elastiche assegnate

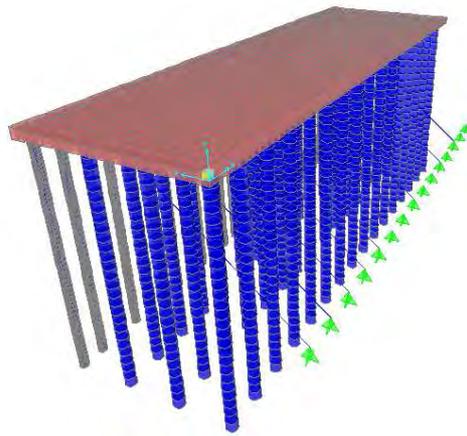
Mentre la rigidezza delle molle verticali alla base dei pali è stata determinata considerando uno spostamento di circa 5 mm sotto l'azione del carico ultimo per cui per i pali trivellati $\Phi 1200$ è stata assunta una costante pari a 540000 KN/m mentre per i pali metallici del palanco lato è stata assunta una costante pari a 380000 KN/m.



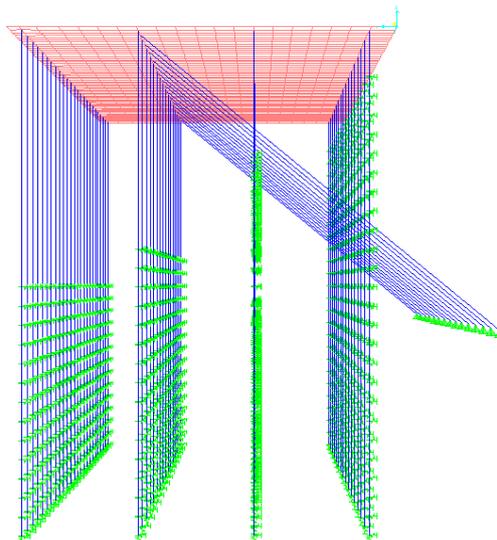
Modello shade Concio 1



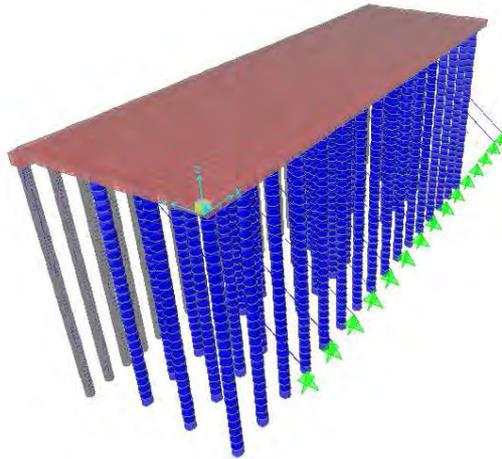
Schema modello Concio 1 con evidenziati i vincoli e le molle orizzontali sui pali nella sola parte reagente



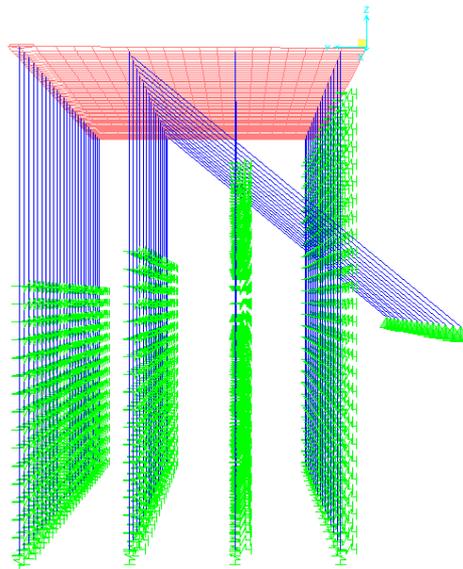
Modello shade Concio 2



Schema modello Concio 2 con evidenziati i vincoli e le molle orizzontali sui pali nella sola parte reagente



Modello shade Concio 3



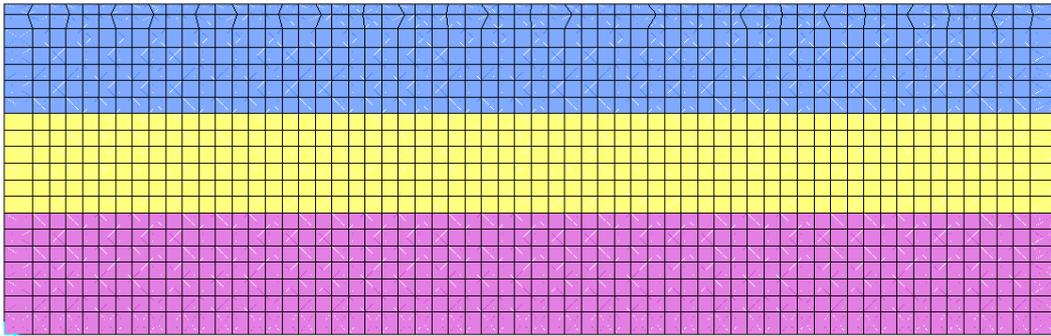
Schema modello Concio 3 con evidenziati i vincoli e le molle orizzontali sui pali nella sola parte reagente

5.1 Assegnazione dei carichi

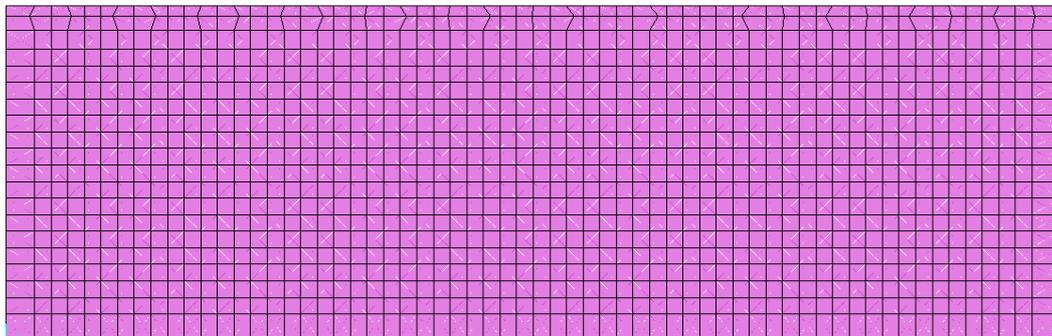
I carichi verticali agenti sul solettone sono assegnati agli elementi shell come carico su unità di superficie; le forze di spinta del terreno, dei blocchi, dell'acqua e le forze di inerzia de pali e del palancolato sono applicate come carico distribuito sui pali stessi; le azioni inerziali dovute al peso proprio del solettone e al carico variabile sono assegnate ai nodi del solettone.

Si precisa che per quanto riguarda la gru, il carico più gravoso è risultato essere quello in condizione di esercizio. Per cui sull'impronta delle piastre di appoggio (4,50x2,00 m =9 mq) deve essere considerata una pressione pari a 266 KPa. In realtà, avendo suddiviso gli elementi shell che modellano il solettone con una maglia di 1,00x1,00 m, su una superficie di 8 mq (4x2) è stato applicato un carico equivalente pari a 299,5 KPa (266 KPa x 9 mq / 8 mq). Inoltre, tra le possibili posizioni che la gru può assumere sulla banchina, sono state considerate le due situazioni peggiori ovvero una con l'impronta delle piastre collocate a cavallo tra due pali e la seconda con le piastre centrate, per quanto possibile, con l'asse dei pali. Inoltre è stato considerato un terzo caso in cui le piastre di appoggio si trovano in corrispondenza di uno spigolo lato terra.

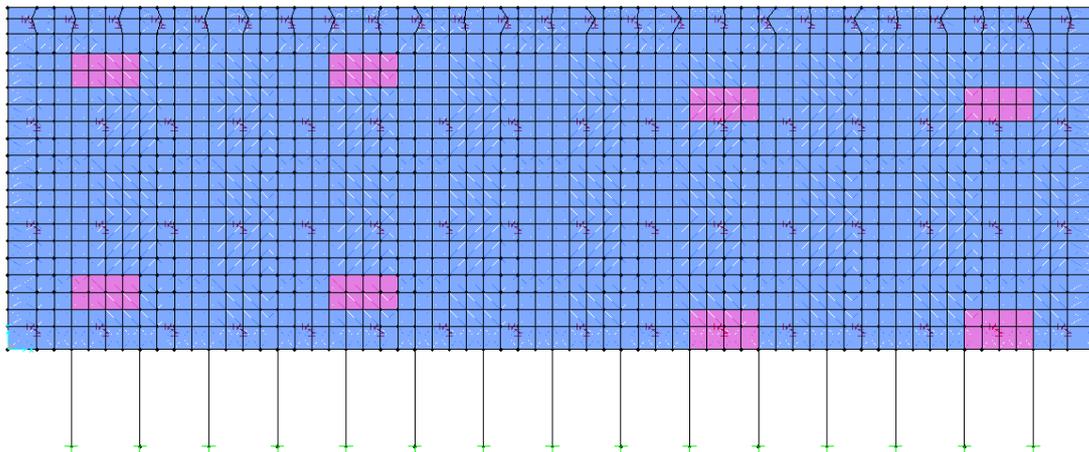
Di seguito si riporta in forma grafica l'assegnazione dei diversi carichi agli elementi strutturali per un concio tipo:



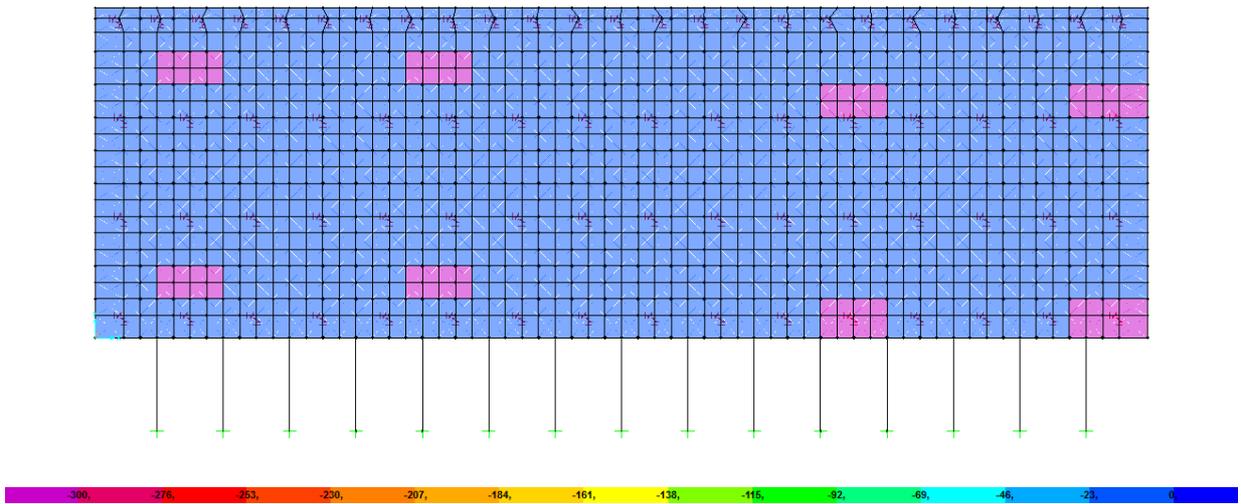
Modello Concio 2– carico della pavimentazione industriale di spessore variabile da 25 a 15 cm



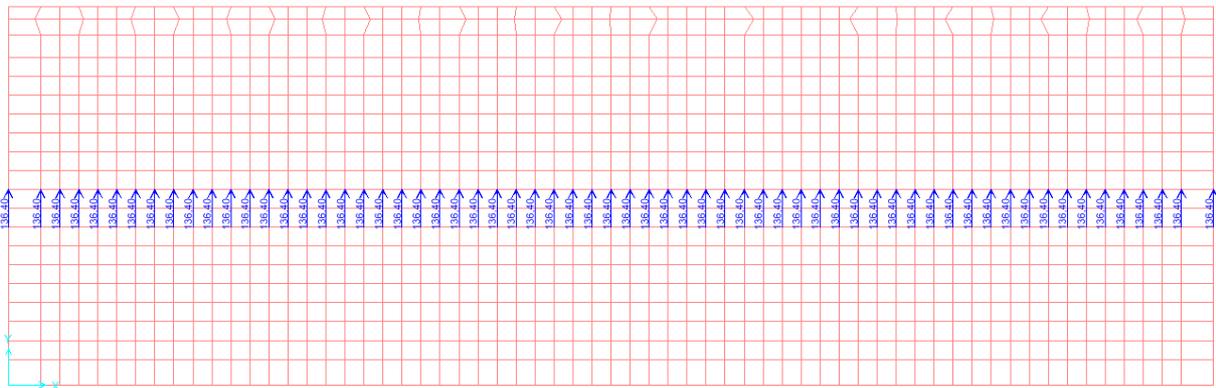
Modello Concio 2– carico accidentale distribuito di 50 KN/mq



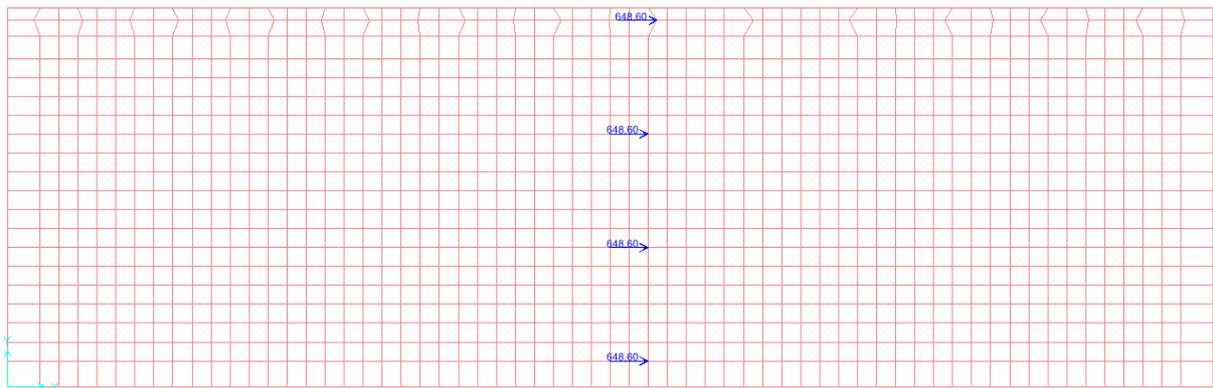
Modello Concio 2– carico accidentale della gru sull'impronta di carico delle piastre di appoggio (le molle che si vedono in trasparenza indicano la posizione dei pali)



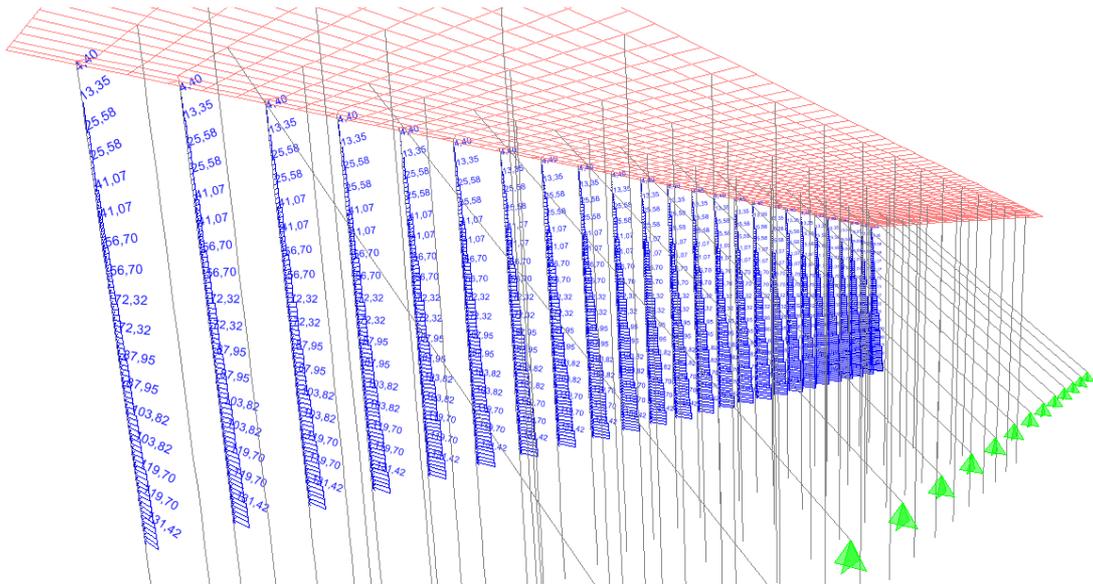
Modello Concio 2– carico accidentale della gru sull'impronta di carico delle piastre di appoggio – seconda ipotesi (le molle che si vedono in trasparenza indicano la posizione dei pali)



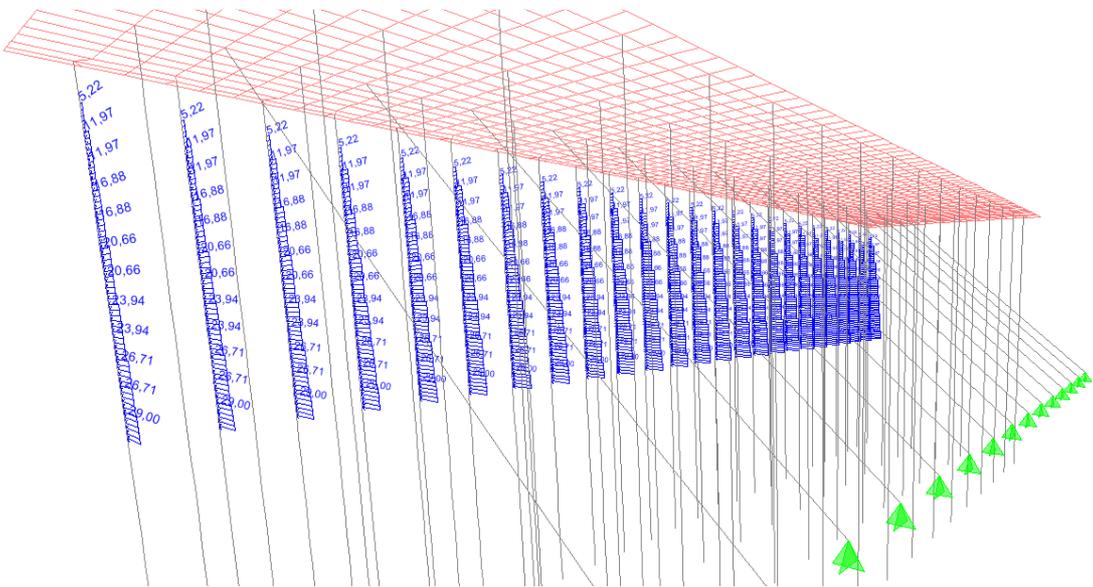
Modello Concio 2– azione inerziale in direzione trasversale Y del peso proprio della zattera e del carico accidentale



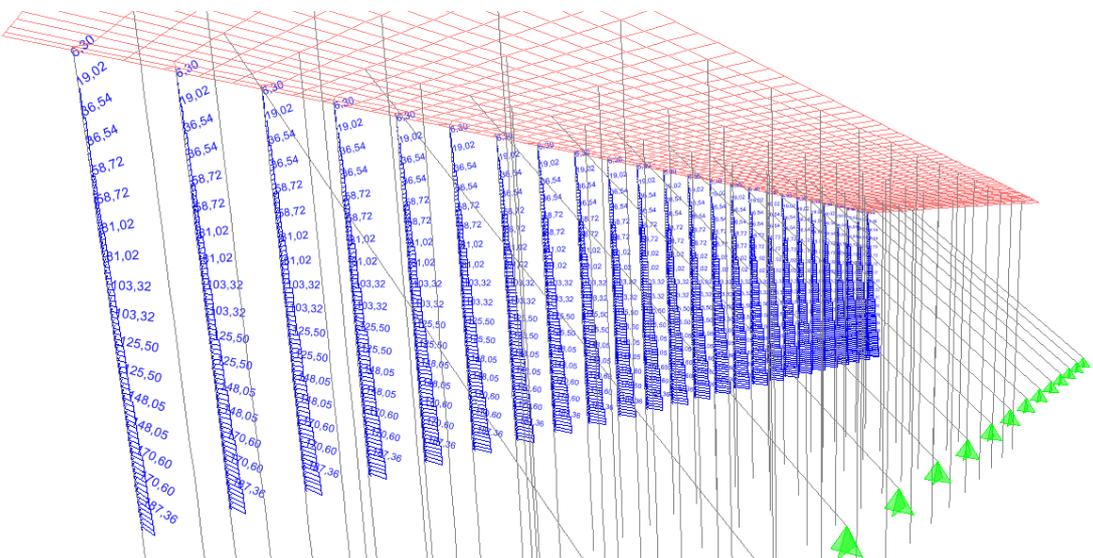
Modello Concio 2– azione inerziale in direzione longitudinale X dovuta al peso proprio del solettone



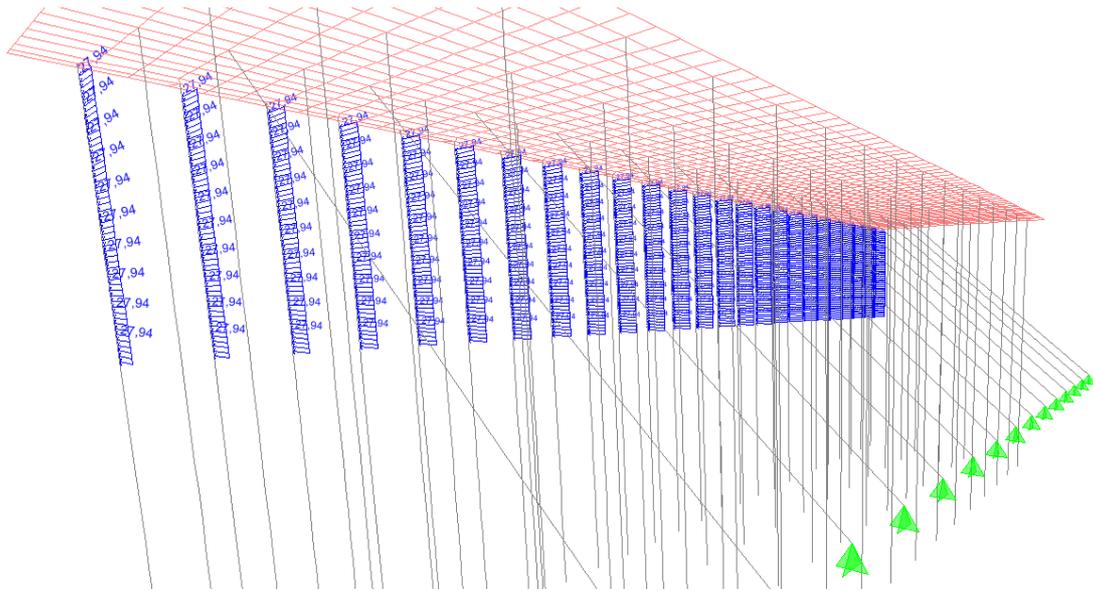
Modello Concio 2– spinta del terreno in condizioni statiche



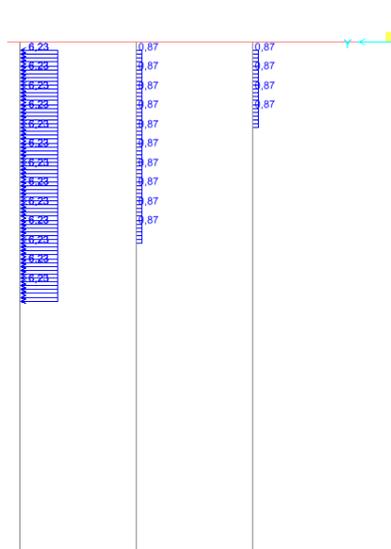
Modello Concio 2– spinta sismica in direzione trasversale Y dell'acqua (Westergaard)



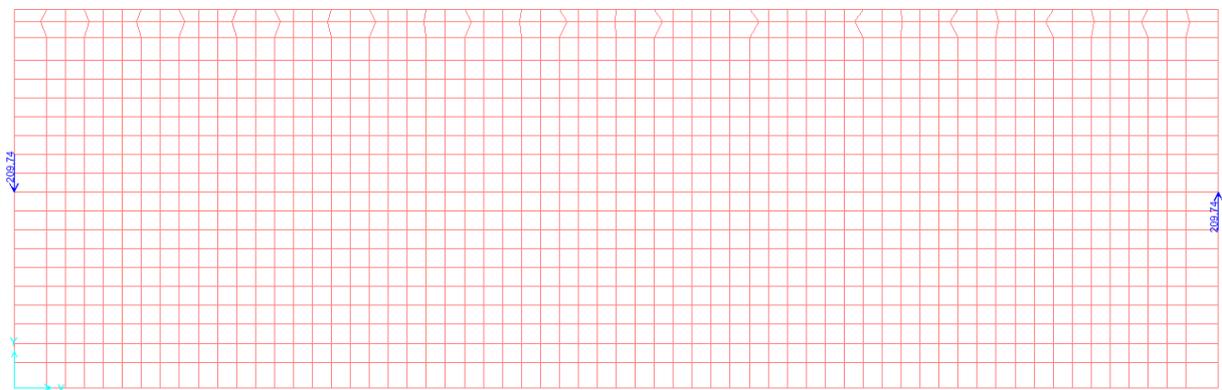
Modello Concio 2– spinta sismica in direzione trasversale Y del terreno



Modello Concio 2– spinta sismica in direzione trasversale Y dei blocchi



Modello Concio 2– azione inerziale in direzione trasversale Y dei pali e del riempimento in cls retrostante al palancolato



Modello Concio 2– torcente di piano in direzione trasversale Y

6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI AGLI SLU

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche agli SLU sia di tipo geotecnico che strutturale di tutti gli elementi del manufatto secondo quanto previsto dalle NTC2008 per la combinazione più sfavorevole. In particolare le verifiche per le combinazioni sismiche sono relative allo SLV.

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico valutata come $R_d = R_k / \gamma_R$.

Per le paratie in generale si devono considerare i seguenti stati limite ultimi:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,

Nella presente relazione vengono riportate le verifiche di tipo GEO per collasso a carico limite verticale dei pali e a sfilamento dei tiranti, e di tipo STR a raggiungimento della resistenza limite nei tiranti e a raggiungimento della resistenza strutturale dei pali e del solettone.

6.1 Verifica GEO dei pali trivellati

Per i pali il carico limite è dato dalla somma di due contributi:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s$$

dove:

- Q_p è la portata alla punta espressa in [kN];
- Q_s è la portata laterale espressa in [kN].

Viste le caratteristiche del terreno la portata alla punta è data da:

$$Q_p = q_p \cdot A_{palo} = N_c \cdot C_u \cdot \pi r^2$$

dove N_c è pari a 9.

La portata laterale è data dalla somma dei contributi dei diversi strati di terreno attraversati dal palo di fondazione:

TERRENI INCOERENTI: $Q_s = k_0 \cdot \mu \cdot \sigma'_v \cdot 2\pi r \cdot l_{palo}$

TERRENI COESIVI: $Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot 2\pi r \cdot l_{palo}$

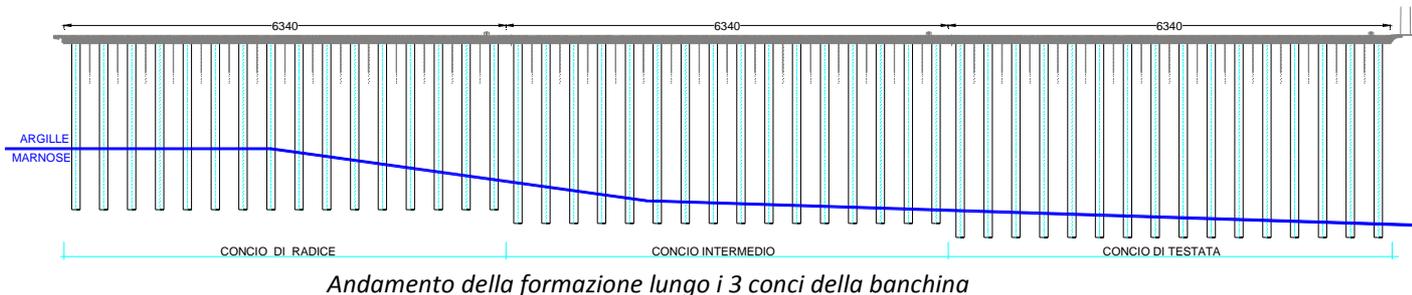
dove:

- $k_0 = 0,4 \div 0,5$ secondo il grado di addensamento del terreno;
- $\mu = tg\varphi$ nel caso di pali trivellati;
- $\alpha = 0,35$ per pali trivellati su terreni con $C_u \geq 70$ KPa.

Il valore della portate alla punta è uguale per tutti i pali ed è pari a:

$$Q_p = 9 \cdot 250 \cdot \pi \cdot 0,6^2 = 2544,69 \text{ KN}$$

Il calcolo della portata laterale viene riportato in forma tabellare e, dato che la profondità a cui si trovano le argille marnose aumenta dal concio di radice al concio di testata, viene differenziato per ciascuno di essi in due situazioni limite ovvero l'inizio e la fine del concio stesso. Per ogni palo, infine, il valore della resistenza limite si ottiene dalla semplice interpolazione lineare dei due valori limite. Nell'immagine seguente è possibile vedere la variazione della quota relativa alla formazione delle argille marnose lungo i 3 concii:



CONCIO DI RADICE (1) – INIZIO

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da +0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	0,5	0	2,88	9,24
					15,3	0	15,3	-	0,5	5,76		
da +0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	0,5	5,76	7,87	41,56
					40,5	14	26,5	-	0,5	9,98		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	0,5	5,90	11,41	283,87
					156	80	76	-	0,5	16,92		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	0,5	18,53	21,46	242,71
					210	110	100	-	0,5	24,39		
da -11,00 a -14,40	E	-	39	18,5	210	110	100	-	0,4	32,39	37,07	475,18
					272,9	144	128,9	-	0,4	41,75		
da -14,40 a -23,15	F	250	-	20	272,9	144	128,9	0,35	-	87,5	87,50	2886,34
					447,9	231,5	216,4	0,35	-	87,5		
											Qs1i [KN]	3938,89

CONCIO DI RADICE (1) – FINE

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	ϕ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	0,5	0	2,88	9,24
					15,3	0	15,3	-	0,5	5,76		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	0,5	5,76	7,87	41,56
					40,5	14	26,5	-	0,5	9,98		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	0,5	5,90	11,41	283,87
					156	80	76	-	0,5	16,92		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	0,5	18,53	21,46	242,71
					210	110	100	-	0,5	24,39		
da -11,00 a -18,75	E	-	39	18,5	210	110	100	-	0,4	32,39	43,06	1258,08
					353,4	187,5	165,9	-	0,4	53,73		
da -18,75 a -23,15	F	250	-	20	353,4	187,5	165,9	0,35	-	87,5	87,50	1451,42
					441,4	231,5	209,9	0,35	-	87,5		
											Qs1f [KN]	3286,88

CONCIO INTERMEDIO (2) – INIZIO

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	ϕ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	0,5	0	2,88	9,24
					15,3	0	15,3	-	0,5	5,76		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	0,5	5,76	7,87	41,56
					40,5	14	26,5	-	0,5	9,98		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	0,5	5,90	11,41	283,87
					156	80	76	-	0,5	16,92		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	0,5	18,53	21,46	242,71
					210	110	100	-	0,5	24,39		
da -11,00 a -19,80	E	-	39	18,5	210	110	100	-	0,4	32,39	44,51	1476,49
					372,8	198	174,8	-	0,4	56,62		
da -19,80 a -25,15	F	250	-	20	372,8	198	174,8	0,35	-	87,5	87,50	1764,79
					479,8	251,5	228,3	0,35	-	87,5		
											Qs2i [KN]	3818,66

CONCIO INTERMEDIO (2) – FINE

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	ϕ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	0,5	0	2,88	9,24
					15,3	0	15,3	-	0,5	5,76		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	0,5	5,76	7,87	41,56
					40,5	14	26,5	-	0,5	9,98		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	0,5	5,90	11,41	283,87
					156	80	76	-	0,5	16,92		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	0,5	18,53	21,46	242,71
					210	110	100	-	0,5	24,39		
da -11,00 a -23,20	E	-	39	18,5	210	110	100	-	0,4	32,39	49,19	2262,22
					435,7	232	203,7	-	0,4	65,98		
da -23,20 a -25,15	F	250	-	20	435,7	232	203,7	0,35	-	87,5	87,50	643,24
					474,7	251,5	223,2	0,35	-	87,5		
											Qs2f [KN]	3482,84

CONCIO DI TESTATA (3) – INIZIO

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	0,5	0	2,88	9,24
					15,3	0	15,3	-	0,5	5,76		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	0,5	5,76	7,87	41,56
					40,5	14	26,5	-	0,5	9,98		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	0,5	5,90	11,41	283,87
					156	80	76	-	0,5	16,92		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	0,5	18,53	21,46	242,71
					210	110	100	-	0,5	24,39		
da -11,00 a -23,40	E	-	39	18,5	210	110	100	-	0,4	32,39	49,46	2312,18
					439,4	234	205,4	-	0,4	66,53		
da -23,40 a -27,15	F	250	-	20	439,4	234	205,4	0,35	-	87,5	87,50	1237,00
					514,4	271,5	242,9	0,35	-	87,5		
											Qs3i [KN]	4126,56

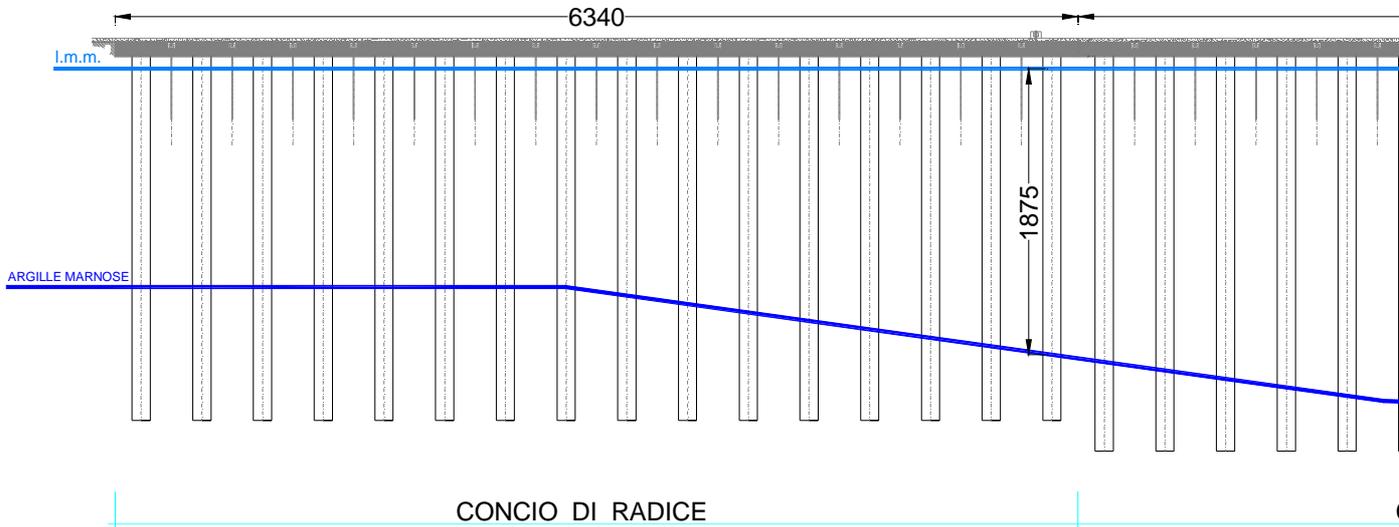
CONCIO DI TESTATA (3) – FINE

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	0,5	0	2,88	9,24
					15,3	0	15,3	-	0,5	5,76		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	0,5	5,76	7,87	41,56
					40,5	14	26,5	-	0,5	9,98		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	0,5	5,90	11,41	283,87
					156	80	76	-	0,5	16,92		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	0,5	18,53	21,46	242,71
					210	110	100	-	0,5	24,39		
da -11,00 a -25,30	E	-	39	18,5	210	110	100	-	0,4	32,39	52,08	2807,47
					474,6	253	221,6	-	0,4	71,76		
da -25,30 a -27,15	F	250	-	20	474,6	253	221,6	0,35	-	87,5	87,50	610,25
					511,6	271,5	240,1	0,35	-	87,5		
											Qs3f [KN]	3995,10

Per ogni concio vengono condotte le verifiche sui pali maggiormente sollecitati per la combinazione ai massimi carichi verticali più gravosa tra le due considerate, che risulta essere quella che tiene conto del sovraccarico accidentale di 50 KN/m² uniformemente distribuito su tutta la superficie.

Verifica pali CONCIO DI RADICE (1):

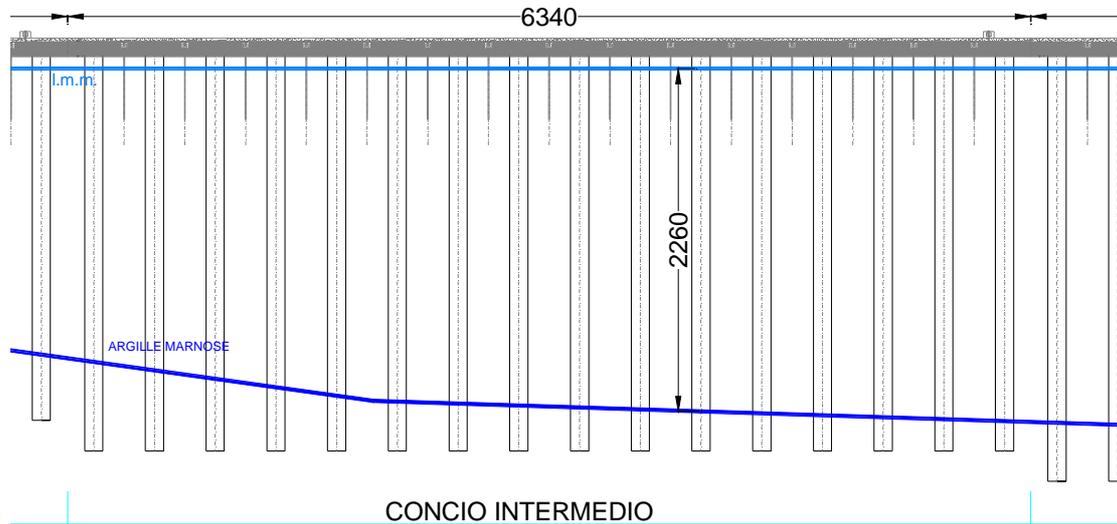
I pali maggiormente sollecitati sono quelli della prima fila lato mare. In particolare il palo maggiormente sollecitato in assoluto è il 4°, inoltre la verifica viene condotta anche sull'ultimo palo dove si ha la portanza minima visto che la formazione si trova alla profondità massima per il concio 1 ovvero a -18,75 m lmm.



2792,77	2888,49	2947,40	2961,87	2966,09	2982,17	2949,89	2947,21	2946,22	2943,68	2942,97	2939,69	2929,67	2929,67	2844,47	2826,77
-214,72	-210,75	-209,45	-208,33	-208,11	-207,52	-204,78	-209,22	-207,28	-205,73	-204,74	-203,70	-201,72	-202,43	-216,52	-241,83
-236,58	-234,28	-231,85	-229,00	-226,42	-222,19	-219,98	-219,88	-218,18	-216,08	-214,59	-213,09	-210,60	-209,09	-224,58	-257,02
-250,00	-247,60	-245,00	-242,00	-240,00	-237,20	-234,00	-235,20	-233,00	-230,00	-228,00	-226,00	-223,00	-221,00	-236,00	-270,00
-263,50	-261,00	-258,00	-255,00	-253,00	-250,00	-247,00	-248,00	-246,00	-243,00	-241,00	-239,00	-236,00	-234,00	-249,00	-283,00
-277,00	-274,00	-271,00	-268,00	-266,00	-263,00	-260,00	-261,00	-259,00	-256,00	-254,00	-252,00	-249,00	-247,00	-262,00	-296,00
-290,00	-287,00	-284,00	-281,00	-279,00	-276,00	-273,00	-274,00	-272,00	-269,00	-267,00	-265,00	-262,00	-260,00	-275,00	-309,00
-303,00	-300,00	-297,00	-294,00	-292,00	-289,00	-286,00	-287,00	-285,00	-282,00	-280,00	-278,00	-275,00	-273,00	-288,00	-322,00
-316,00	-313,00	-310,00	-307,00	-305,00	-302,00	-299,00	-300,00	-298,00	-295,00	-293,00	-291,00	-288,00	-286,00	-301,00	-335,00
-329,00	-326,00	-323,00	-320,00	-318,00	-315,00	-312,00	-313,00	-311,00	-308,00	-306,00	-304,00	-301,00	-299,00	-314,00	-348,00
-342,00	-339,00	-336,00	-333,00	-331,00	-328,00	-325,00	-326,00	-324,00	-321,00	-319,00	-317,00	-314,00	-312,00	-327,00	-361,00
-355,00	-352,00	-349,00	-346,00	-344,00	-341,00	-338,00	-339,00	-337,00	-334,00	-332,00	-330,00	-327,00	-325,00	-340,00	-374,00
-368,00	-365,00	-362,00	-359,00	-357,00	-354,00	-351,00	-352,00	-350,00	-347,00	-345,00	-343,00	-340,00	-338,00	-353,00	-387,00
-381,00	-378,00	-375,00	-372,00	-370,00	-367,00	-364,00	-365,00	-363,00	-360,00	-358,00	-356,00	-353,00	-351,00	-366,00	-400,00
-394,00	-391,00	-388,00	-385,00	-383,00	-380,00	-377,00	-378,00	-376,00	-373,00	-371,00	-369,00	-366,00	-364,00	-379,00	-413,00
-407,00	-404,00	-401,00	-398,00	-396,00	-393,00	-390,00	-391,00	-389,00	-386,00	-384,00	-382,00	-379,00	-377,00	-392,00	-426,00
-420,00	-417,00	-414,00	-411,00	-409,00	-406,00	-403,00	-404,00	-402,00	-399,00	-397,00	-395,00	-392,00	-390,00	-405,00	-439,00
-433,00	-430,00	-427,00	-424,00	-422,00	-419,00	-416,00	-417,00	-415,00	-412,00	-410,00	-408,00	-405,00	-403,00	-418,00	-452,00
-446,00	-443,00	-440,00	-437,00	-435,00	-432,00	-429,00	-430,00	-428,00	-425,00	-423,00	-421,00	-418,00	-416,00	-431,00	-465,00
-459,00	-456,00	-453,00	-450,00	-448,00	-445,00	-442,00	-443,00	-441,00	-438,00	-436,00	-434,00	-431,00	-429,00	-444,00	-478,00
-472,00	-469,00	-466,00	-463,00	-461,00	-458,00	-455,00	-456,00	-454,00	-451,00	-449,00	-447,00	-444,00	-442,00	-457,00	-491,00
-485,00	-482,00	-479,00	-476,00	-474,00	-471,00	-468,00	-469,00	-467,00	-464,00	-462,00	-460,00	-457,00	-455,00	-470,00	-504,00
-498,00	-495,00	-492,00	-489,00	-487,00	-484,00	-481,00	-482,00	-480,00	-477,00	-475,00	-473,00	-470,00	-468,00	-483,00	-517,00
-511,00	-508,00	-505,00	-502,00	-500,00	-497,00	-494,00	-495,00	-493,00	-490,00	-488,00	-486,00	-483,00	-481,00	-496,00	-530,00
-524,00	-521,00	-518,00	-515,00	-513,00	-510,00	-507,00	-508,00	-506,00	-503,00	-501,00	-499,00	-496,00	-494,00	-509,00	-543,00
-537,00	-534,00	-531,00	-528,00	-526,00	-523,00	-520,00	-521,00	-519,00	-516,00	-514,00	-512,00	-509,00	-507,00	-522,00	-556,00
-550,00	-547,00	-544,00	-541,00	-539,00	-536,00	-533,00	-534,00	-532,00	-529,00	-527,00	-525,00	-522,00	-520,00	-535,00	-569,00
-563,00	-560,00	-557,00	-554,00	-552,00	-549,00	-546,00	-547,00	-545,00	-542,00	-540,00	-538,00	-535,00	-533,00	-548,00	-582,00
-576,00	-573,00	-570,00	-567,00	-565,00	-562,00	-559,00	-560,00	-558,00	-555,00	-553,00	-551,00	-548,00	-546,00	-561,00	-595,00
-589,00	-586,00	-583,00	-580,00	-578,00	-575,00	-572,00	-573,00	-571,00	-568,00	-566,00	-564,00	-561,00	-559,00	-574,00	-608,00
-602,00	-599,00	-596,00	-593,00	-591,00	-588,00	-585,00	-586,00	-584,00	-581,00	-579,00	-577,00	-574,00	-572,00	-587,00	-621,00
-615,00	-612,00	-609,00	-606,00	-604,00	-601,00	-598,00	-599,00	-597,00	-594,00	-592,00	-590,00	-587,00	-585,00	-600,00	-634,00
-628,00	-625,00	-622,00	-619,00	-617,00	-614,00	-611,00	-612,00	-610,00	-607,00	-605,00	-603,00	-600,00	-598,00	-613,00	-647,00
-641,00	-638,00	-635,00	-632,00	-630,00	-627,00	-624,00	-625,00	-623,00	-620,00	-618,00	-616,00	-613,00	-611,00	-626,00	-660,00
-654,00	-651,00	-648,00	-645,00	-643,00	-640,00	-637,00	-638,00	-636,00	-633,00	-631,00	-629,00	-626,00	-624,00	-639,00	-673,00
-667,00	-664,00	-661,00	-658,00	-656,00	-653,00	-650,00	-651,00	-649,00	-646,00	-644,00	-642,00	-639,00	-637,00	-652,00	-686,00
-680,00	-677,00	-674,00	-671,00	-669,00	-666,00	-663,00	-664,00	-662,00	-659,00	-657,00	-655,00	-652,00	-650,00	-665,00	-699,00
-693,00	-690,00	-687,00	-684,00	-682,00	-679,00	-676,00	-677,00	-675,00	-672,00	-670,00	-668,00	-665,00	-663,00	-678,00	-712,00
-706,00	-703,00	-700,00	-697,00	-695,00	-692,00	-689,00	-690,00	-688,00	-685,00	-683,00	-681,00	-678,00	-676,00	-691,00	-725,00
-719,00	-716,00	-713,00	-710,00	-708,00	-705,00	-702,00	-703,00	-701,00	-698,00	-696,00	-694,00	-691,00	-689,00	-704,00	-738,00
-732,00	-729,00	-726,00	-723,00	-721,00	-718,00	-715,00	-716,00	-714,00	-711,00	-709,00	-707,00	-704,00	-702,00	-717,00	-751,00
-745,00	-742,00	-739,00	-736,00	-734,00	-731,00	-728,00	-729,00	-727,00	-724,00	-722,00	-720,00	-717,00	-715,00	-730,00	-764,00
-758,00	-755,00	-752,00	-749,00	-747,00	-744,00	-741,00	-742,00	-740,00	-737,00	-735,00	-733,00	-730,00	-728,00	-743,00	-777,00
-771,00	-768,00	-765,00	-762,00	-760,00	-757,00	-754,00	-755,00	-753,00	-750,00	-748,00	-746,00	-743,00	-741,00	-756,00	-790,00
-784,00	-781,00	-778,00	-775,00	-773,00	-770,00	-767,00	-768,00	-766,00	-763,00	-761,00	-759,00	-756,00	-754,00	-769,00	-803,00
-797,00	-794,00	-791,00	-788,00	-786,00	-783,00	-780,00	-781,00	-779,00	-776,00	-774,00	-772,00	-769,00	-767,00	-782,00	-816,00
-810,00	-807,00	-804,00	-801,00	-799,00	-796,00	-793,00	-794,00	-792,00	-789,00	-787,00	-785,00	-782,00	-780,00	-795,00	-829,00
-823,00	-820,00	-817,00	-814,00	-812,00	-809,00	-806,00	-807,00	-805,00	-802,00	-800,00	-798,00	-795,00	-793,00	-808,00	-842,00
-836,00	-833,00	-830,00	-827,00	-825,00	-822,00	-819,00	-820,00	-818,00	-815,00	-813,00	-811,00	-808,00	-806,00	-821,00	-855,00
-849,00	-846,00	-843,00	-840,00	-838,00	-835,00	-832,00	-833,00	-831,00	-828,00	-826,00	-824,00	-821,00	-819,00	-834,00	-868,00
-862,00	-859,00	-856,00	-853,00	-851,00	-848,00	-845,00	-846,00	-844,00	-841,00	-839,00	-837,00	-834,00	-832,00	-847,00	-881,00
-875,00	-872,00	-869,00	-866,00	-864,00	-861,00	-858,00	-859,00	-857,00	-854,00	-852,00	-850,00	-847,00	-845,00	-860,00	-894,00
-888,00	-885,00	-882,00	-879,00	-877,00	-874,00	-871,00	-872,00	-870,00	-867,00	-865,00	-863,00	-860,00	-858,00	-873,00	-907,00
-901,00	-898,00	-895,00	-892,00	-890,00	-887,00	-884,00	-885,00	-883,00	-880,00	-878,00	-876,00	-873,00	-871,00	-886,00	-920,00
-914,00	-911,00	-908,00	-905,00	-903,00	-900,00	-897,00	-898,00	-896,00	-893,00	-891,00	-889,00	-886,00	-884,00	-909,00	-933,00
-927,00	-924,00	-921,00	-918,00	-916,00	-913,00	-910,00	-911,00	-909,00	-906,00	-904,00	-902,00	-899,00	-897,00	-912,00	-946,00
-940,00	-937,00	-934,00	-931,00	-929,00	-926,00	-923,00	-924,00	-922,00	-919,00	-917,00	-915,00	-912,00	-910,00	-925,00	-959,00
-953,00	-950,00	-947,00	-944,00	-942,00	-939,00	-936,00	-937,00	-935,00	-932,00	-930,00	-928,00	-925,00	-923,00	-938,00	-972,00
-966,00	-963,00	-960,00	-957,00	-955,00	-952,00	-949,00	-950,00	-948,00	-945,00	-943,00	-941,00	-938,00	-936,00	-951,00	-985,00
-979,00	-976,00	-973,00	-970,00	-968,00	-965,00	-962,00	-963,00	-961,00	-958,00	-956,00	-954,00	-951,00	-949,00	-964,00	-998,00
-992,00	-989,00	-986,00	-983,00	-981,00	-978,00	-975,00	-976,00	-974,00	-971,00	-969,00	-967,00	-964,00	-962,00	-977,00	-1011,00
-1005,00	-1002,00	-999,00	-996,00	-994,00	-991,00	-988,00	-989,00	-987,00	-984,00	-982,00	-980,00	-977,00	-975,00	-990,00	-1024,00
-1018,00	-1015,00	-1012,00	-1009,00	-1007,00	-1004,00	-1001,00	-1002,00	-1000,00	-997,00	-995,00	-993,00	-990,00	-988,00	-1003,00	-1037,00
-1031,00	-1028,00	-1025,00	-1022,00	-1020,00	-1017,00	-1014,00	-1015,00	-1013,00	-1010,00	-1008,00	-1006,00	-1003,00	-1001,00	-1016,00	-1050,00
-1044,00	-1041,00	-1038,00	-1035,00	-1033,00	-1030,00	-1027,00	-1028,00	-1026,00	-1023,00	-1021,00	-1019,00	-1016,00	-1014,00	-1029,00	-1063,00
-1057,00	-														

Verifica pali CONCIO INTERMEDIO (2):

Il palo maggiormente sollecitato, è sempre della prima fila lato mare e precisamente l'11°. In questo caso la formazione si trova ad una profondità di circa -22,60 m lmm, per cui la portata laterale viene calcolata operando un'interpolazione lineare tra il valore di inizio e fine concio tenendo conto dell'effettiva posizione delle argille marnose.



-2853,77	-2876,88	-2921,75	-2947,33	-2966,12	-2987,43	-2996,88	-2966,41	-2956,44	-2956,07	-2947,79	-2957,26	-2949,71	-2924,87	-2877,23	-2844,41
-2874,92	-2898,14	-2943,01	-2968,59	-2987,38	-3008,69	-3008,24	-2977,77	-2967,80	-2967,43	-2959,15	-2968,62	-2961,07	-2936,23	-2888,59	-2855,77
-2917,78	-2941,00	-2985,87	-3011,45	-3030,24	-3051,55	-3051,10	-3020,63	-3010,66	-3010,29	-3002,01	-3011,48	-3003,93	-2979,09	-2931,45	-2898,63
-2941,00	-2964,22	-3009,09	-3034,67	-3053,46	-3074,77	-3074,32	-3043,85	-3033,88	-3033,51	-3025,23	-3034,70	-3027,15	-3002,31	-2954,67	-2921,85
-2964,22	-2987,44	-3032,31	-3057,89	-3076,68	-3097,99	-3097,54	-3067,07	-3057,10	-3056,73	-3048,45	-3057,92	-3050,37	-3025,53	-2977,89	-2945,07
-2987,44	-3010,66	-3055,53	-3081,11	-3100,90	-3122,21	-3121,76	-3091,29	-3081,32	-3080,95	-3072,67	-3082,14	-3074,59	-3049,75	-3002,11	-2969,29
-3010,66	-3033,88	-3078,75	-3104,33	-3124,12	-3145,43	-3144,98	-3114,51	-3104,54	-3104,17	-3095,89	-3105,36	-3097,81	-3072,97	-3025,33	-2992,51
-3033,88	-3057,10	-3102,01	-3127,59	-3147,38	-3168,69	-3168,24	-3137,77	-3127,80	-3127,43	-3119,15	-3128,62	-3121,07	-3096,23	-3048,59	-3015,77
-3057,10	-3080,32	-3125,19	-3150,77	-3170,56	-3191,87	-3191,42	-3160,95	-3150,98	-3150,61	-3142,33	-3151,80	-3144,25	-3119,41	-3071,77	-3038,95
-3080,32	-3103,54	-3148,41	-3173,99	-3193,78	-3215,09	-3214,64	-3184,17	-3174,20	-3173,83	-3165,55	-3175,02	-3167,47	-3142,63	-3094,99	-3062,17
-3103,54	-3126,76	-3171,63	-3197,21	-3217,00	-3238,31	-3237,86	-3207,39	-3197,42	-3197,05	-3188,77	-3198,24	-3190,69	-3165,85	-3118,21	-3085,39
-3126,76	-3150,00	-3194,87	-3220,45	-3240,24	-3261,55	-3261,10	-3230,63	-3220,66	-3220,29	-3212,01	-3221,48	-3213,93	-3189,09	-3141,45	-3108,63
-3150,00	-3173,22	-3218,09	-3243,67	-3263,46	-3284,77	-3284,32	-3253,85	-3243,88	-3243,51	-3235,23	-3244,70	-3237,15	-3212,31	-3164,67	-3131,85
-3173,22	-3196,44	-3241,31	-3266,89	-3286,68	-3307,99	-3307,54	-3277,07	-3267,10	-3266,73	-3258,45	-3267,92	-3260,37	-3235,53	-3187,89	-3155,07
-3196,44	-3219,66	-3264,49	-3290,07	-3309,86	-3331,17	-3330,72	-3300,25	-3290,28	-3289,91	-3281,63	-3291,10	-3283,55	-3258,71	-3211,07	-3178,25
-3219,66	-3242,88	-3287,75	-3313,33	-3333,12	-3354,43	-3353,98	-3323,51	-3313,54	-3313,17	-3304,89	-3314,36	-3306,81	-3281,97	-3234,33	-3201,51
-3242,88	-3266,10	-3310,97	-3336,55	-3356,34	-3377,65	-3377,20	-3346,73	-3336,76	-3336,39	-3328,11	-3337,58	-3330,03	-3305,19	-3257,55	-3224,73
-3266,10	-3289,32	-3334,19	-3360,01	-3379,80	-3401,11	-3400,66	-3370,19	-3360,22	-3359,85	-3351,57	-3361,04	-3353,49	-3328,65	-3281,01	-3248,19
-3289,32	-3312,54	-3357,37	-3383,69	-3403,48	-3424,79	-3424,34	-3393,87	-3383,90	-3383,53	-3375,25	-3384,72	-3377,17	-3352,33	-3304,69	-3271,87
-3312,54	-3335,76	-3380,63	-3407,11	-3426,90	-3448,21	-3447,76	-3417,29	-3407,32	-3406,95	-3398,67	-3408,14	-3400,59	-3375,75	-3328,11	-3295,29
-3335,76	-3358,98	-3403,85	-3430,53	-3450,32	-3471,63	-3471,18	-3440,71	-3430,74	-3430,37	-3422,09	-3431,56	-3424,01	-3399,17	-3351,53	-3318,71
-3358,98	-3382,20	-3427,07	-3454,01	-3473,80	-3495,11	-3494,66	-3464,19	-3454,22	-3453,85	-3445,57	-3455,04	-3447,49	-3422,65	-3375,01	-3342,19
-3382,20	-3405,42	-3450,29	-3474,09	-3493,88	-3515,19	-3514,74	-3484,27	-3474,30	-3473,93	-3465,65	-3475,12	-3467,57	-3442,73	-3395,09	-3362,27
-3405,42	-3428,64	-3473,47	-3497,31	-3517,10	-3538,41	-3537,96	-3507,49	-3497,52	-3497,15	-3488,87	-3498,34	-3490,79	-3465,95	-3418,31	-3385,49
-3428,64	-3451,86	-3496,69	-3520,73	-3540,52	-3561,83	-3561,38	-3530,91	-3520,94	-3520,57	-3512,29	-3521,76	-3514,21	-3489,37	-3441,73	-3408,91
-3451,86	-3475,08	-3519,91	-3544,17	-3563,96	-3585,27	-3584,82	-3554,35	-3544,38	-3544,01	-3535,73	-3545,20	-3537,65	-3512,81	-3465,17	-3432,35
-3475,08	-3498,30	-3543,13	-3567,61	-3587,40	-3608,71	-3608,26	-3577,79	-3567,82	-3567,45	-3559,17	-3568,64	-3561,09	-3536,25	-3488,61	-3455,79
-3498,30	-3521,52	-3566,35	-3591,05	-3611,84	-3633,15	-3632,70	-3602,23	-3592,26	-3591,89	-3583,61	-3593,08	-3585,53	-3560,69	-3513,05	-3480,23
-3521,52	-3544,74	-3589,57	-3614,69	-3634,48	-3655,79	-3655,34	-3624,87	-3614,90	-3614,53	-3606,25	-3615,72	-3608,17	-3583,33	-3535,69	-3502,87
-3544,74	-3567,96	-3612,81	-3638,13	-3657,92	-3679,23	-3678,78	-3648,31	-3638,34	-3637,97	-3629,69	-3639,16	-3631,61	-3606,77	-3559,13	-3526,31
-3567,96	-3591,18	-3636,03	-3661,57	-3681,36	-3702,67	-3702,22	-3671,75	-3661,78	-3661,41	-3653,13	-3662,60	-3655,05	-3630,21	-3582,57	-3549,75
-3591,18	-3614,40	-3659,25	-3685,01	-3704,80	-3726,11	-3725,66	-3695,19	-3685,22	-3684,85	-3676,57	-3686,04	-3678,49	-3653,65	-3606,01	-3573,19
-3614,40	-3637,62	-3682,47	-3708,45	-3728,24	-3749,55	-3749,10	-3718,63	-3708,66	-3708,29	-3700,01	-3709,48	-3701,93	-3677,09	-3629,45	-3596,63
-3637,62	-3660,84	-3705,69	-3732,89	-3752,68	-3773,99	-3773,54	-3743,07	-3733,10	-3732,73	-3724,45	-3733,92	-3726,37	-3701,53	-3653,89	-3621,07
-3660,84	-3684,06	-3728,91	-3756,33	-3776,12	-3797,43	-3796,98	-3766,51	-3756,54	-3756,17	-3747,89	-3757,36	-3749,81	-3724,97	-3677,33	-3644,51
-3684,06	-3707,28	-3752,13	-3780,57	-3800,36	-3821,67	-3821,22	-3790,75	-3780,78	-3780,41	-3772,13	-3781,60	-3774,05	-3749,21	-3701,57	-3668,75
-3707,28	-3730,50	-3775,35	-3804,01	-3823,80	-3845,11	-3844,66	-3814,19	-3804,22	-3803,85	-3795,57	-3805,04	-3797,49	-3772,65	-3725,01	-3692,19
-3730,50	-3753,72	-3800,57	-3828,45	-3848,24	-3869,55	-3869,10	-3838,63	-3828,66	-3828,29	-3820,01	-3829,48	-3821,93	-3797,09	-3749,45	-3716,63
-3753,72	-3776,94	-3823,79	-3852,23	-3872,02	-3893,33	-3892,88	-3862,41	-3852,44	-3852,07	-3843,79	-3853,26	-3845,71	-3820,87	-3773,23	-3740,41
-3776,94	-3800,16	-3847,03	-3875,47	-3895,26	-3916,57	-3916,12	-3885,65	-3875,68	-3875,31	-3867,03	-3876,50	-3868,95	-3844,11	-3796,47	-3763,65
-3800,16	-3823,38	-3870,25	-3900,01	-3919,80	-3941,11	-3940,66	-3910,19	-3900,22	-3900,85	-3891,97	-3901,44	-3893,89	-3869,05	-3821,41	-3788,59
-3823,38	-3846,60	-3893,47	-3923,91	-3943,70	-3965,01	-3964,56	-3934,09	-3924,12	-3923,75	-3915,47	-3924,94	-3917,39	-3892,55	-3844,91	-3812,09
-3846,60	-3869,82	-3916,69	-3947,81	-3967,60	-3988,91	-3988,46	-3957,99	-3948,02	-3947,65	-3939,37	-3948,84	-3941,29	-3916,45	-3868,81	-3835,99
-3869,82	-3893,04	-3940,51	-3971,95	-3991,74	-4013,05	-4012,60	-3982,13	-3972,16	-3971,79	-3963,51	-3972,98	-3965,43	-3940,59	-3892,95	-3860,13
-3893,04	-3916,26	-3963,37	-3994,81	-4014,60	-4035,91	-4035,46	-4004,99	-3995,02	-3994,65	-3986,37	-3995,84	-3988,29	-3963,45	-3915,81	-3882,99
-3916,26	-3939,48	-3986,59	-4018,03	-4037,82	-4059,13	-4058,68	-4028,21	-4018,24	-4017,87	-4009,59	-4019,06	-4011,51	-3986,67	-3939,03	-3906,21
-3939,48	-3962,70	-4009,71	-4041,47	-4061,26	-4082,57	-4082,12	-4051,65	-4041,68	-4041,31	-4033,03	-4042,50	-4034,95	-4010,11	-3962,47	-3929,65
-3962,70	-3985,92	-4032,93	-4065,09	-4084,88	-4106,19	-4105,74	-4075,27	-4065,30	-4064,93	-4056,65	-4066,12	-4058,57	-4033,73	-3986,09	-3953,27
-3985,92	-4009,14	-4056,15	-4089,13	-4108,92	-4130,23	-4129,78	-4099,31	-4089,34	-4088,97	-4080,69	-4090,16	-4082,61	-4057,77	-4010,13	-3977,31
-4009,14	-4032,36	-4079,27	-4112,25	-4132,04	-4153,35	-4152,90	-4122,43	-4112,46	-4112,09	-4103,81	-4113,28	-4105,73	-4080,89	-4033,25	-4000,43
-4032,36	-4055,58	-4102,49	-4135,67	-4155,46	-4176,77	-4176,32	-4145,85	-4135,88	-4135,51	-4127,23	-4136,70	-4129,15	-4104,31	-4056,67	-4023,85
-4055,58	-4078,80	-4125,71	-4159,09	-4178,88	-4200,19	-4200,74	-4170,27	-4160,30	-4159,93	-4151,65	-4161,12	-4153,57	-4128,73	-4081,09	-4048,27
-4078,80	-4102,02	-4148,93	-4181,47	-4201,26	-4222,57	-4222,12	-4191,65	-4181,68	-4181,31	-4173,03	-4182,50	-4174,95	-4150,11	-4102,47	-4069,65
-4102,02	-4125,24	-4171,85	-4204,61	-4224,40	-4245,71	-4245,26	-4214,79	-4204,82	-4204,45	-4196,17	-4205,64	-4198,09	-4173,25	-4125,61	-4092,79
-4125,24	-4148,46	-4195,07	-4227,83	-4247,62	-4268,93	-4268,48	-4237,99	-4228,02	-4227,65	-4219,37	-4228,84	-4221,29	-4196,45	-4148,81	-4115,99
-4148,46	-4171,68	-4218,29	-4251,05	-4270,84	-4292,15	-4291,70	-4261,23	-4251,26	-4250,89	-4242,61	-4252,08	-4244,53	-4219,69	-4172,05	-4139,23
-4171,68	-4194,90	-4241,51	-4274,27	-4294,06	-4315,37	-4314,92	-4284,45	-4274,48	-4274,11	-4265,83	-4275,30	-4267,75	-4242,91	-4195,27	-4162,45
-4194,90	-4218,12	-4264,73	-4297,51	-4317,30	-4338,61	-4338,16	-4307,69	-4297,72	-4297,35	-4289,07	-4298,54	-4290,99	-4266,15	-4218,51	-4185,69
-4218,12	-4241,34	-4287,95	-4320,73	-4340,52	-4361,83	-4361,38	-4330,91	-4320,94	-4320,57	-4312,29	-4321,76	-4314,21	-4289,37	-4241,73	-4208,91
-4241,34	-4264,56	-4311,17	-4353,95	-4373,74	-4395,05	-4394,60	-4364,13	-4354,16	-4353,79	-4345,51	-4354,98	-4347,43	-4322,59	-4274,95	-4242,13
-4264,56	-4287,78	-4334,39	-4377,17</												

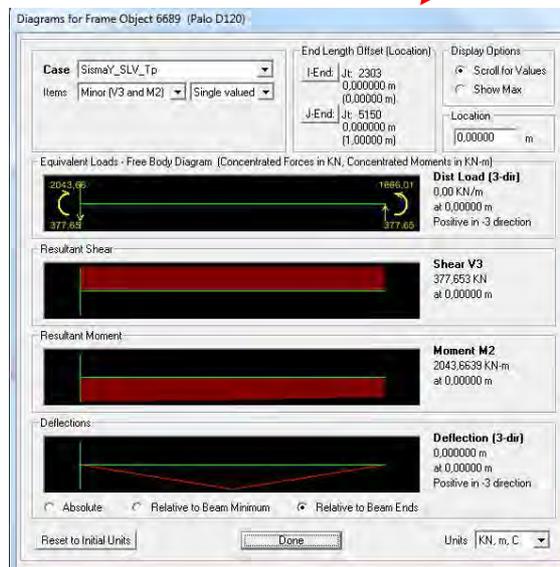
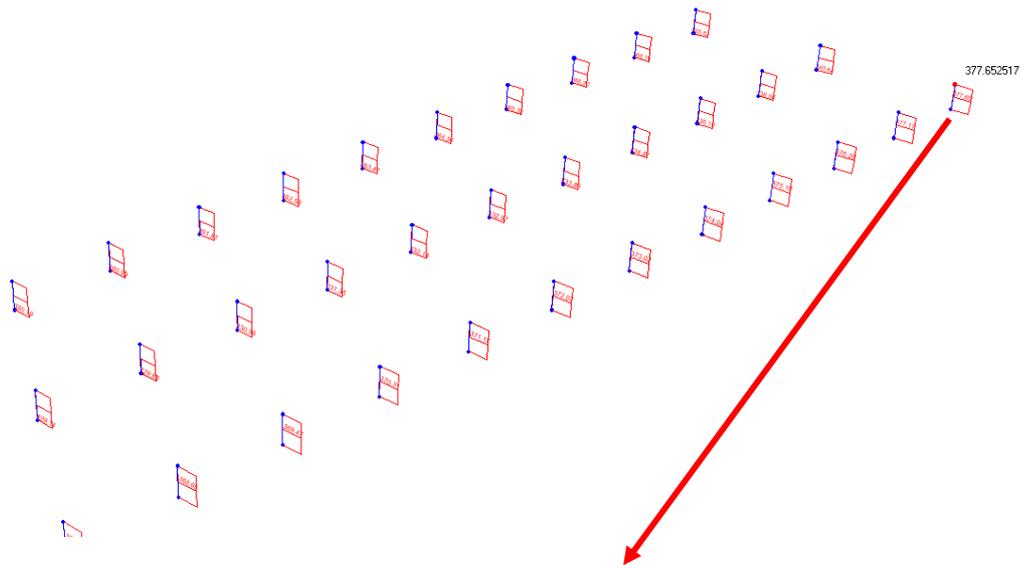
6.2 Verifica GEO a carico limite orizzontale del palo

Per i pali del concio intermedio 2 viene riportata la verifica a carico limite orizzontale secondo la teoria di Broms e condotta con l'approccio 2 per cui si ha:

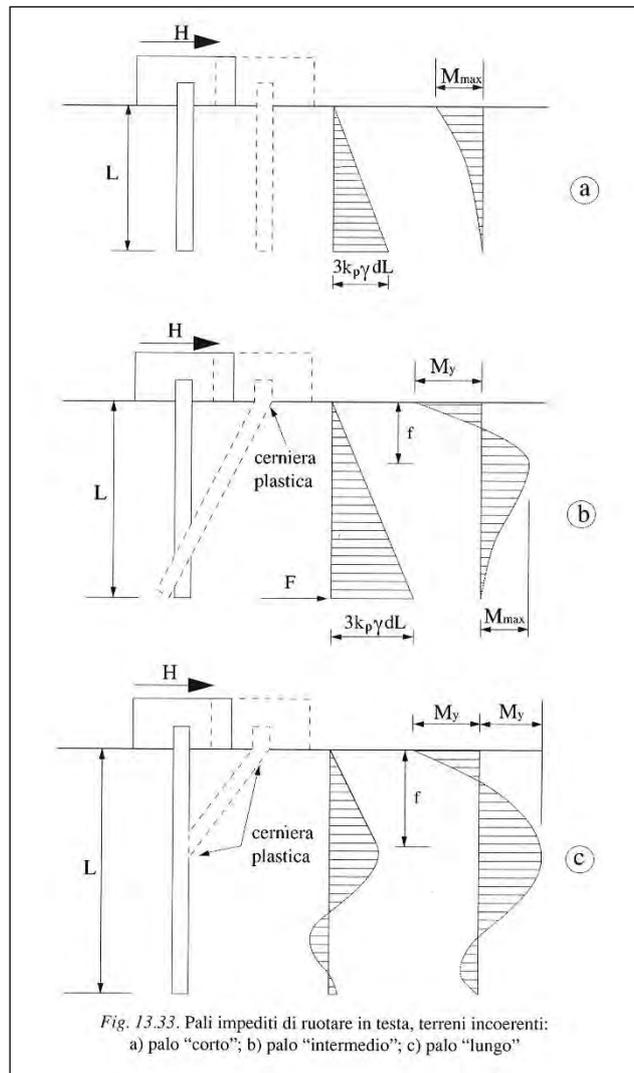
COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1.0$	$\gamma_T = 1.6$	$\gamma_T = 1.3$

I pali del concio intermedio sono lunghi 26 m e sono armati in testa con 24 Φ 26.

Il massimo taglio agente in testa ai pali stessi è pari a:



Il meccanismo di rottura del palo dipende dalle sue caratteristiche; in questo caso si verificano le condizioni di palo lungo. La verifica consiste nel verificare che la forza H, che porta all'attivazione del meccanismo di rottura, sia maggiore del taglio agente.



I calcoli eseguiti sono riportati in forma tabellare:

CARICO ORIZZONTALE LIMITE DEI PALI IN TERRENI NON COESIVI			
Diametro del palo.....	D	120	[cm]
Diametro delle armature.....	Fi	26	[mm]
Numero delle armature.....	n	24	
Copriferro.....	c	5	[cm]
Lunghezza del palo.....	L	26,00	[m]
Lunghezza del palo adimensionalizzata.....	L/D	21,67	
Peso specifico efficace del terreno.....	gt	18	[kN/mc]
Angolo d'attrito.....	Fit	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva.....	Kp	2,37	
Forza assiale di progetto.....	N	-427	[kN]
Momento plastico della sezione.....	My	2525	[kNm]
Momento plastico della sezione adimensionalizzato.....	My/(Kp*gt*D^4)	28,53	
Parametro.....	Kp*gt*D^3	73,75	[kN]

<i>< Condizione di palo corto ></i>			
Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	$H/(K_p \cdot g_t \cdot D^3)$	704,2	
Carico orizzontale limite.....	H	51934,623	[kN]
Momento massimo in testa al palo associato a Hlim.....	Mmax	900200,13	[kNm]
<i>< Condizione di palo intermedio ></i>			
Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	$H/(K_p \cdot g_t \cdot D^3)$	236,04	
Carico orizzontale limite.....	H	17408,66	[kN]
Lunghezza.....	f	15,04	[m]
Momento minimo lungo il fusto del palo	Mmin	172072,20	[kNm]
<i>< Condizione di palo lungo ></i>			
Carico orizzontale limite adimensionalizzato.....	$H/(K_p \cdot g_t \cdot D^3)$	22,24	
Carico orizzontale limite.....	H	1640,20	[kN]
Lunghezza.....	f	4,62	[m]
<i>< Risultati ></i>			
La condizione di palo corto si verifica se L minore di L1.....	L1	3,667	[m]
La condizione di palo lungo si verifica se L maggiore di L2.....	L2	3,639	[m]
L maggiore di L2: H derivante dalla condizione di palo lungo.	H	1640,2	[kN]
Coefficiente parziale per pali soggetti a carichi trasversali....	gammat	1,3	
Coefficiente di correlazione.....	csi	1,4	
Carico limite.....	Hlim	901,2	[kN]

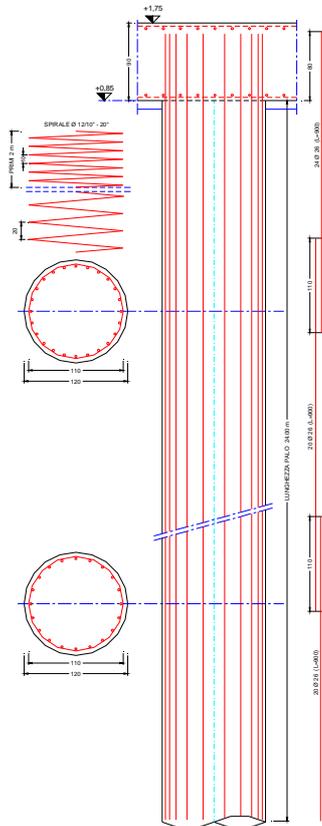
La verifica è soddisfatta in quanto la forza H è maggiore del massimo taglio agente:

$$H_{lim} = 901,20 \text{ KN} > V_{max} = 377,65 \text{ KN}$$

6.3 Verifica STR dei pali trivellati

La verifica di tipo STR sui pali viene condotta con l'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui, essendo la condizione più gravosa quella sismica, i coefficienti A1 sono assunti unitari.

I pali di tutti i conci sono armati con la stessa armatura ovvero con 24 Φ 26 per i primi 9 metri e 20 Φ 26 nella restante parte.



AR. PALI Ø 120 cm - L=24,00 m
CONCIO DI RADICE *1*

Le verifiche vengono condotte per il palo maggiormente sollecitato di ciascun Concio.

Concio di Radice (1):

Il palo maggiormente sollecitato appartiene alla prima fila lato terra, di cui si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione sismica di verifica:

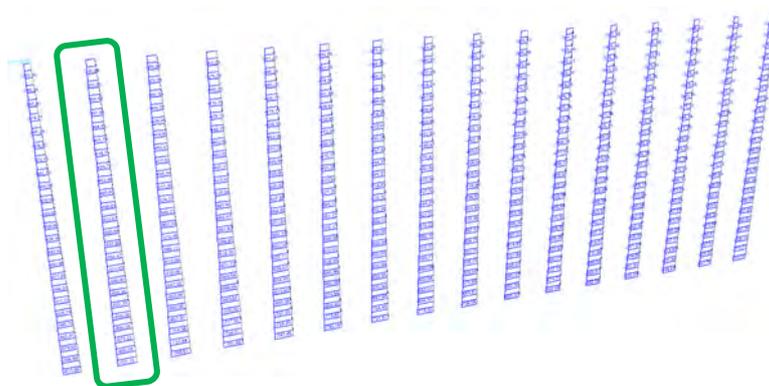


Diagramma Sforzo normale N - STR Pali-SismaY_SLV_Tp

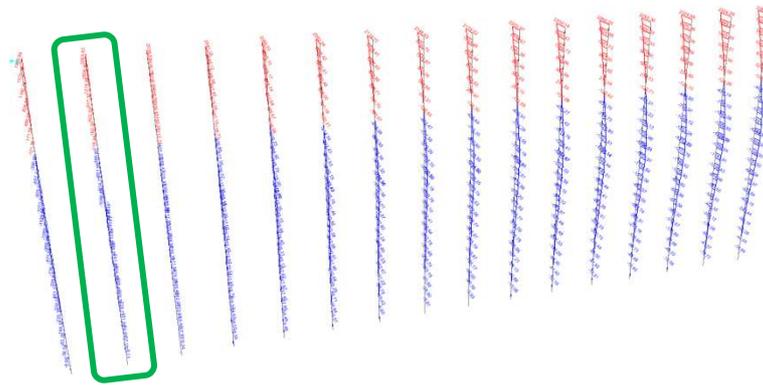


Diagramma Momento M2 - STR Pali-SismaY_SLV_Tp

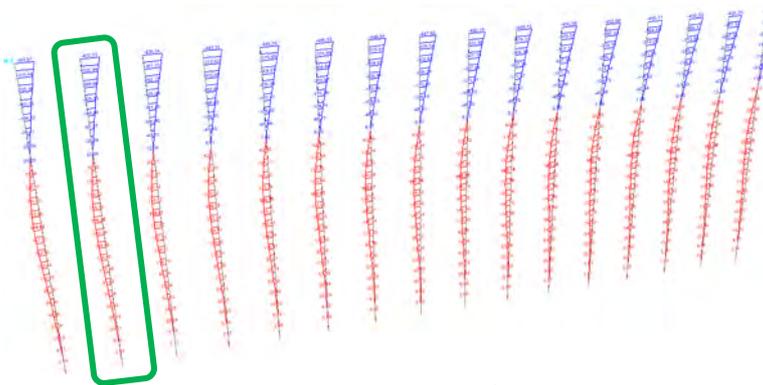
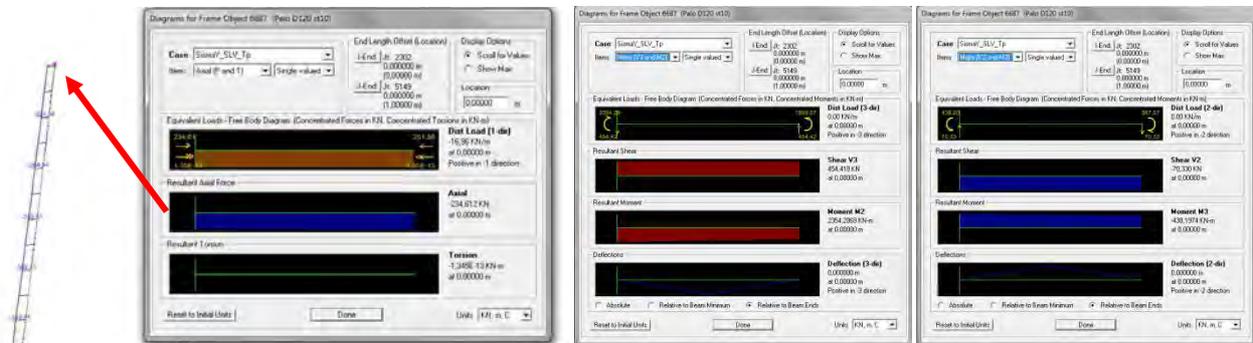
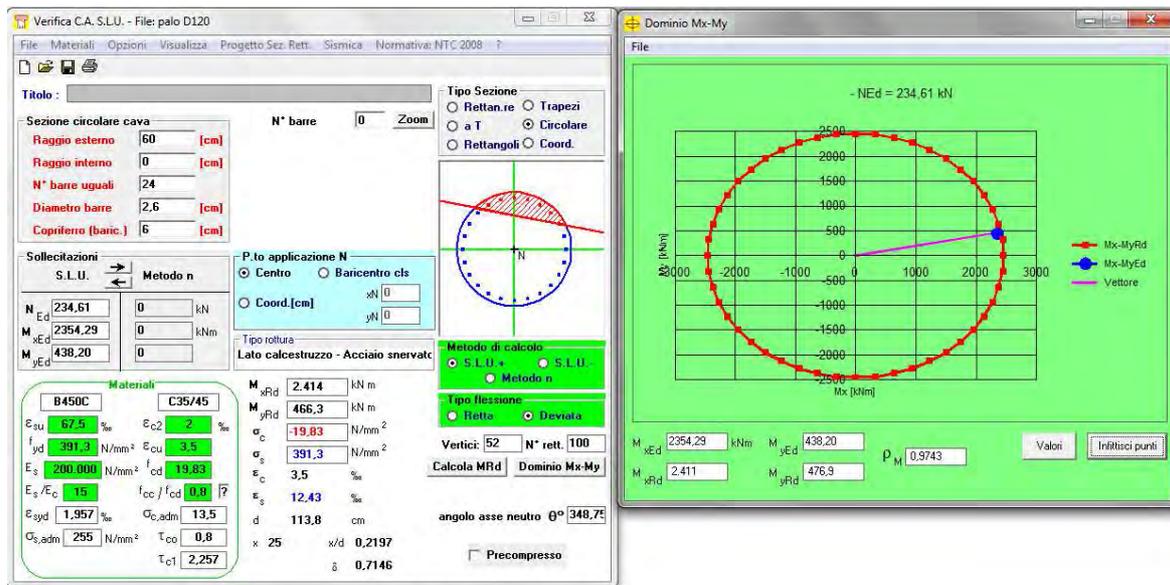


Diagramma Momento M3 - STR Pali-SismaY_SLV_Tp

Di seguito si riporta il dettaglio delle sollecitazioni del palo di verifica:



La verifica a pressoflessione risulta soddisfatta in quanto i momenti resistenti sono maggiori di quelli sollecitanti infatti le sollecitazioni cadono all'interno del dominio delle resistenze:



Il taglio sollecitante è dato dalla combinazione dei tagli agenti nelle due direzioni principali:

$$V_{soll} = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{454,42^2 + 70,33^2} = 459,83 \text{ kN}$$

L'altezza utile di una sezione circolare si può determinare facendo riferimento a quanto riportato al punto 7.9.5.2.2 delle NTC:

$$d = r + \frac{2r}{\pi} = 981 \text{ mm}$$

I pali sono armati con un'armatura perimetrale di confinamento a spirale continua $A_{sw} = \phi 12/10''$ per i primi 2 metri e per la restante lunghezza con spirale $A_{sw} = \phi 12/20''$.

$$V_{Rsd,t} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha = 0,9 \cdot 981 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot 6^2}{100} \cdot \frac{450}{1,15} \cdot 1 \cdot 1 = 781,473 \text{ kN} > V_{soll,t} = 459,83 \text{ kN}$$

dove θ è l'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo assunto a favore di sicurezza pari a 45° , e α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale considerato pari a 90° .

Concio Intermedio (2):

In questo tratto del manufatto il palo maggiormente sollecitato appartiene alla prima fila lato mare, di cui si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione sismica di verifica:

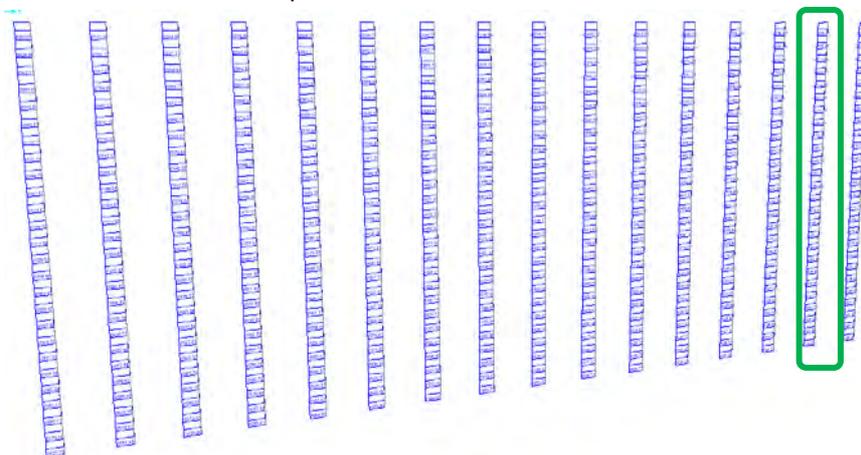


Diagramma Sforzo normale N - STR Pali-SismaY_SLV_Tp

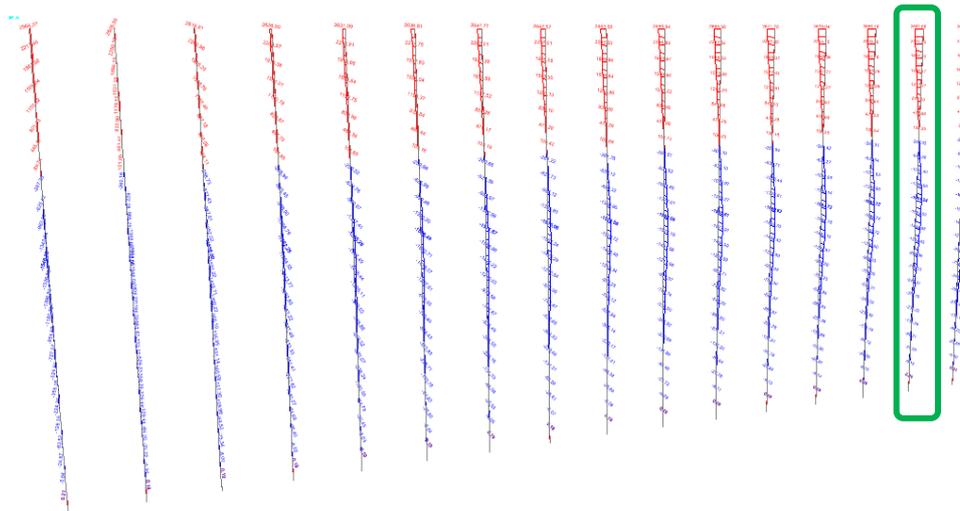


Diagramma Momento M2 - STR Pali-SismaY_SLV_Tp

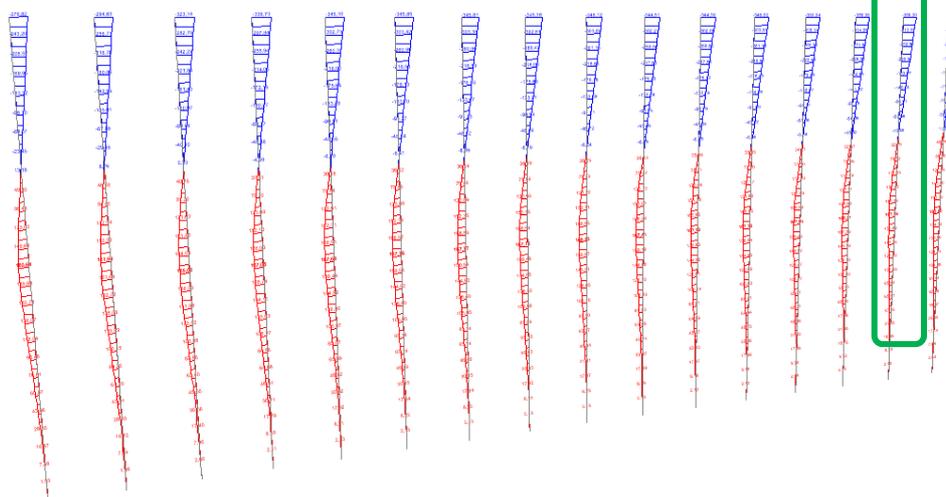
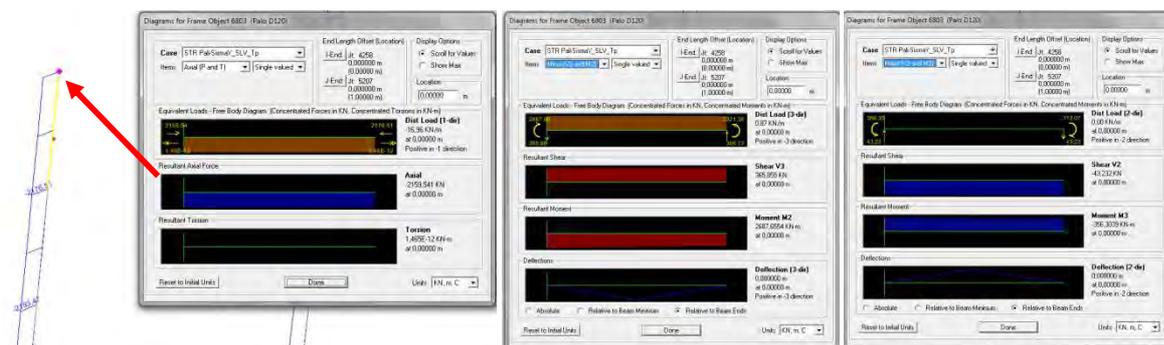
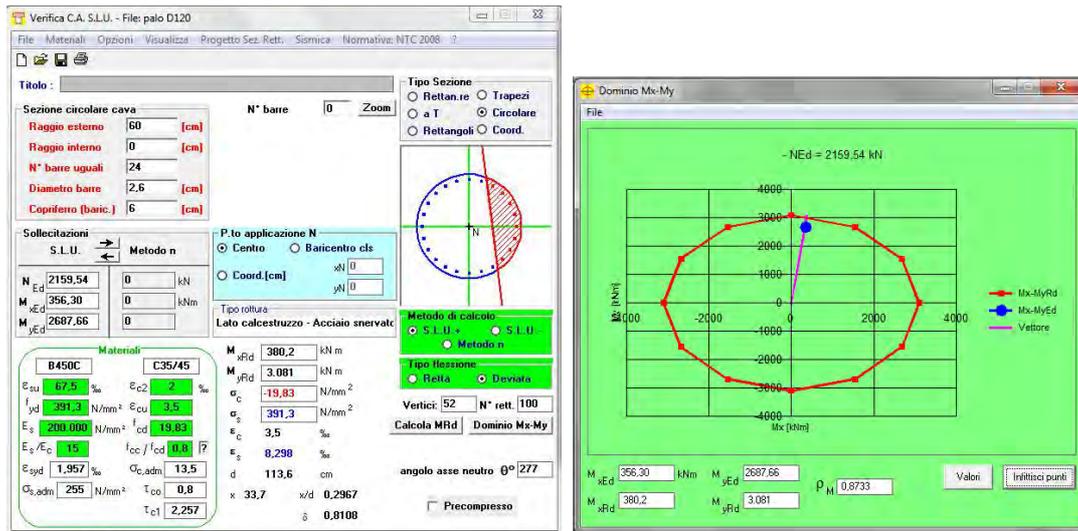


Diagramma Momento M3 - STR Pali-SismaY_SLV_Tp

Di seguito si riporta il dettaglio delle sollecitazioni del palo di verifica:



La verifica a pressoflessione risulta soddisfatta in quanto i momenti resistenti sono maggiori di quelli sollecitanti infatti le sollecitazioni cadono all'interno del dominio delle resistenze:



Il taglio sollecitante è dato dalla combinazione dei tagli agenti nelle due direzioni principali:

$$V_{soll} = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{365,86^2 + 43,23^2} = 368,41 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$V_{Rsd,t} = 781,47 \text{ kN} > V_{soll,t} = 368,41 \text{ kN}$$

Concio di Testata (3):

In questo tratto il palo maggiormente sollecitato appartiene alla prima fila lato terra, di cui si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione sismica di verifica:

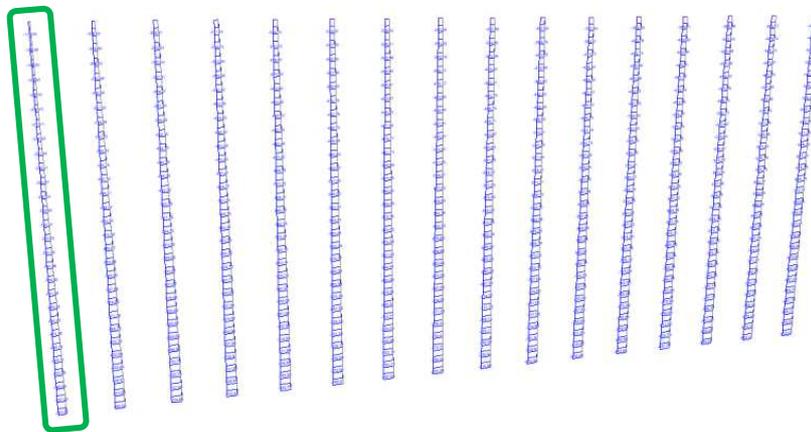


Diagramma Sforzo normale N - STR Pali-SismaY_SLV_Tn

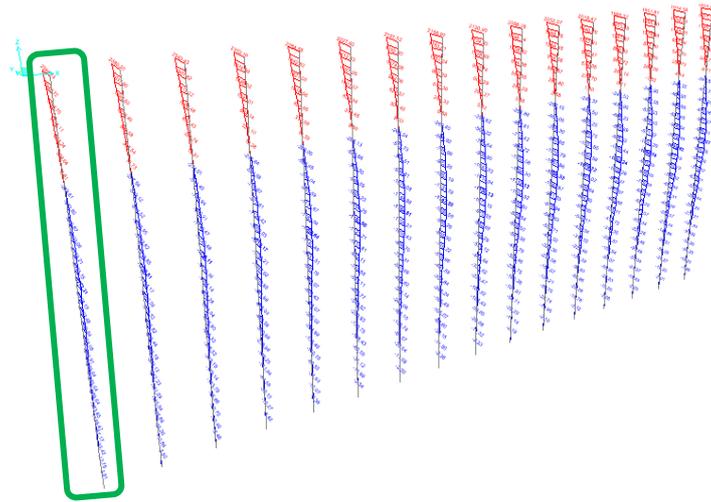
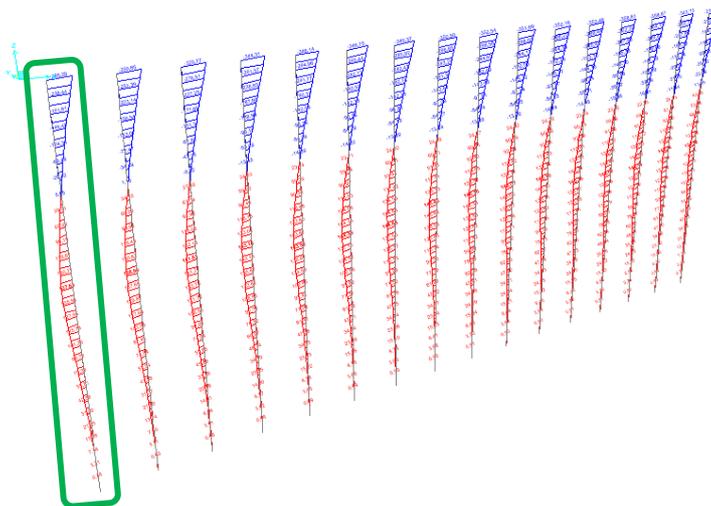
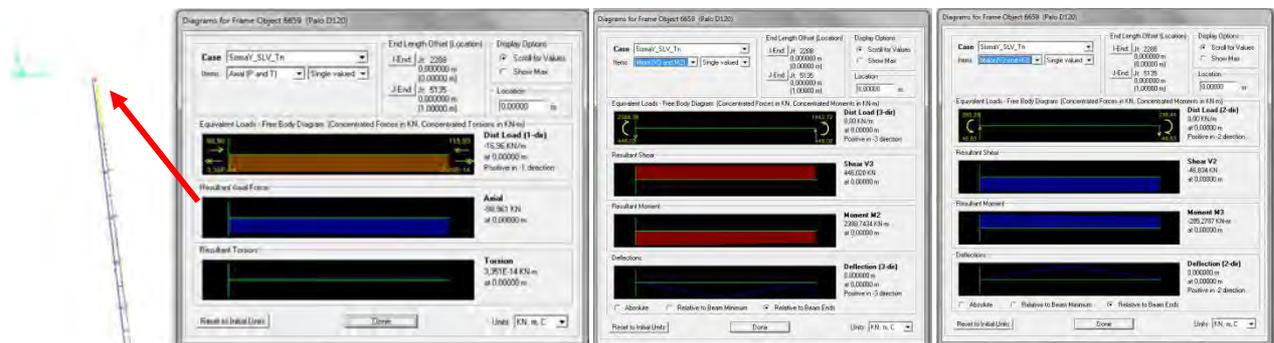


Diagramma Momento M2 - STR Pali-SismaY_SLV_Tn

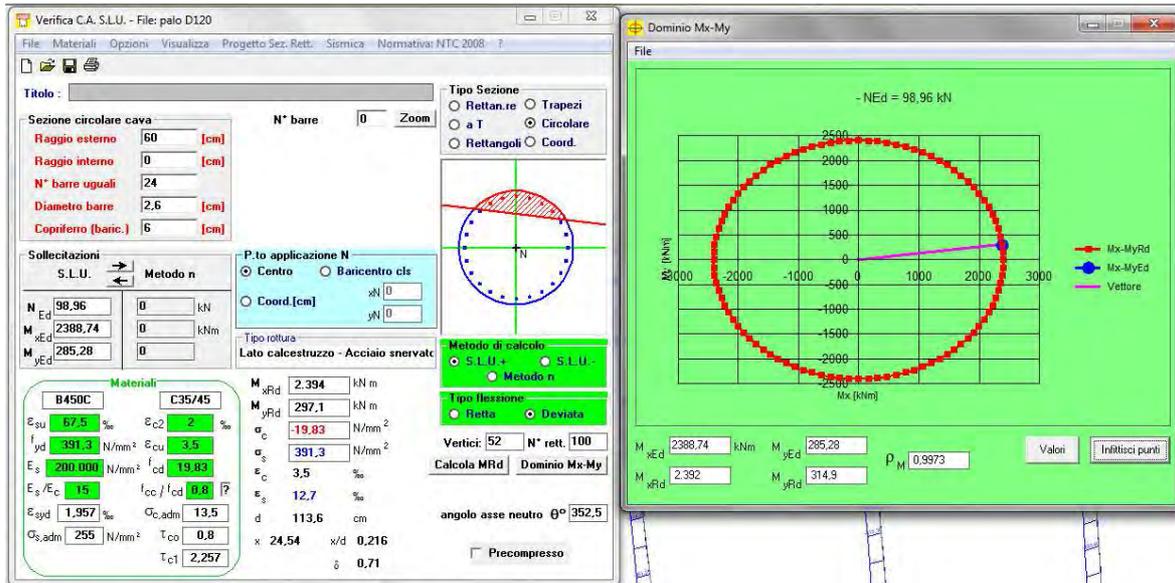


Diagrammi Momento M3 - STR Pali-SismaY_SLV_Tn

Di seguito si riporta il dettaglio delle sollecitazioni del palo di verifica:



La verifica a pressoflessione risulta soddisfatta in quanto i momenti resistenti sono maggiori di quelli sollecitanti infatti le sollecitazioni cadono all'interno del dominio delle resistenze:



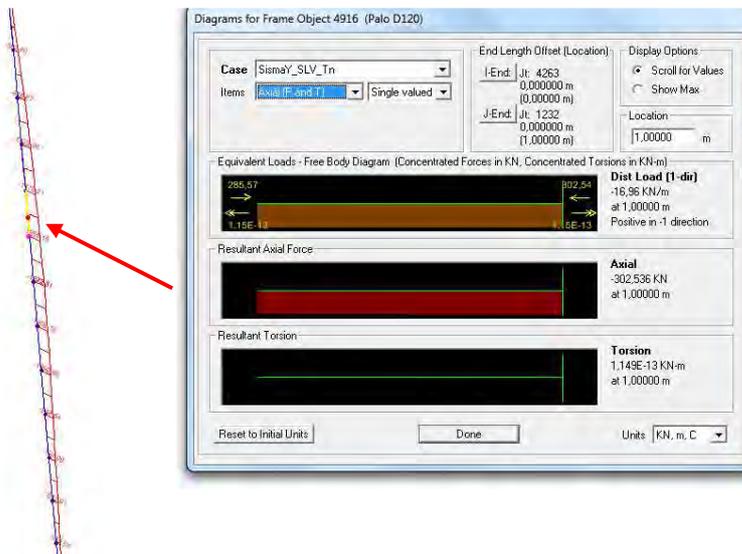
Il taglio sollecitante è dato dalla combinazione dei tagli agenti nelle due direzioni principali:

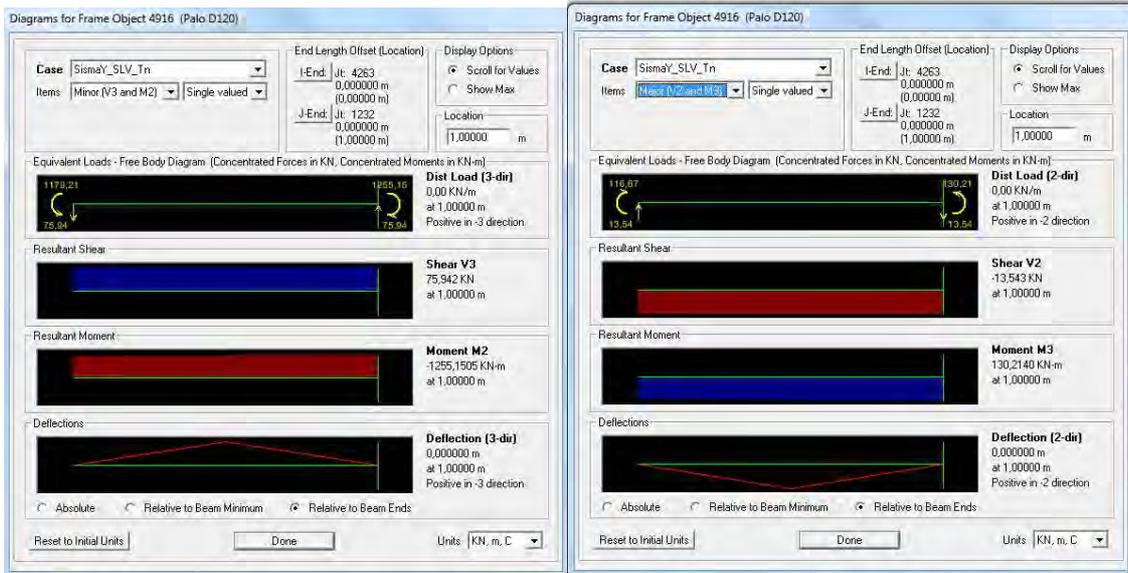
$$V_{soll} = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{446,02^2 + 46,83^2} = 448,47 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

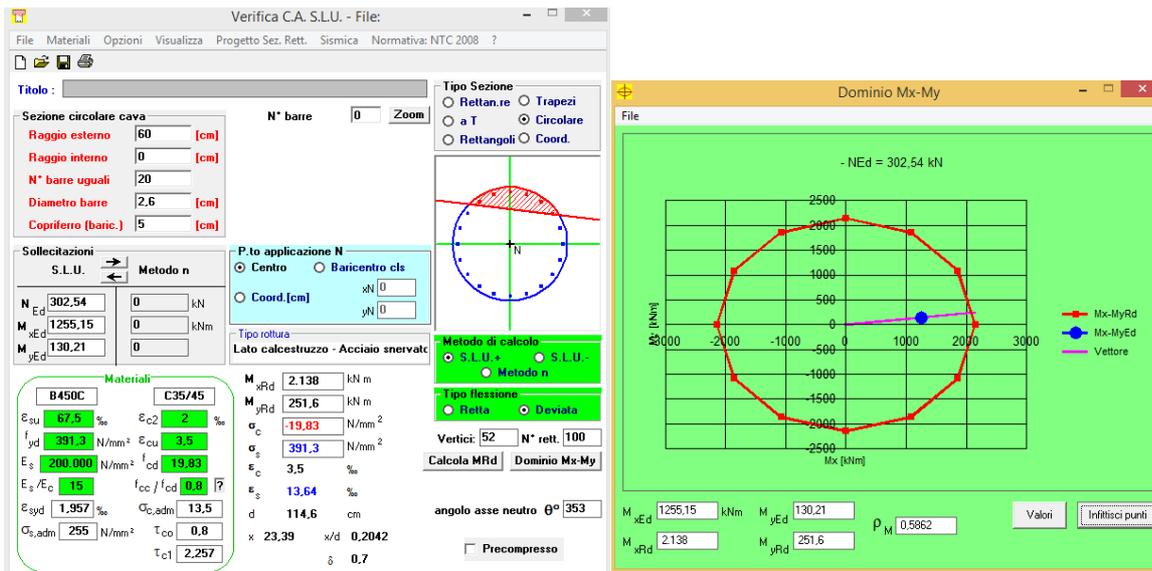
$$V_{Rsd,t} = 781,47 \text{ kN} > V_{soll,t} = 448,47 \text{ kN}$$

Si riporta anche la verifica a pressoflessione del palo alla profondità di circa 13 metri dove si ha un'armatura inferiore ovvero 20 Φ 26. Le sollecitazioni sono:





Anche la verifica a pressoflessione condotta in profondità risulta soddisfatta in quanto i momenti resistenti sono maggiori di quelli sollecitanti:



6.4 Verifica GEO dei pali del palancolato metallico

Le verifiche di tipo GEO sui pali metallici che compongono il palancolato devono essere eseguite sempre con l'approccio 2 (A1+M1+R3). Il carico limite si calcola come per i pali trivellati, ma tenendo conto dei coefficienti relativi ai pali battuti ed in acciaio. In questo caso infatti la portata laterale si calcola con le seguenti espressioni:

TERRENI INCOERENTI: $Q_s = k_0 \cdot \mu \cdot \sigma'_v \cdot 2\pi r \cdot l_{palo}$

TERRENI COESIVI: $Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot 2\pi r \cdot l_{palo}$

dove:

- $k_0 = 1$; per pali battuti e tubo di acciaio
- $\mu = 0,36$; per pali battuti
- $\alpha = 0,5$ per pali battuti su terreni con $C_u \geq 70 \text{ KPa}$.

Il valore della portate alla punta è uguale per tutti i pali ed è pari a:

$$Q_p = N_c \cdot C_u \cdot \pi \cdot r^2 = 9 \cdot 250 \cdot \pi \cdot 0,457^2 = 1476,27 \text{ KN}$$

Il calcolo della portata laterale viene riportato come per i pali in cls in forma tabellare e differenziato per ciascuno concio in due situazioni limite, minima e massima profondità della formazione, ovvero l'inizio e la fine dello stesso.

CONCIO DI RADICE (1) – INIZIO

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da +0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	1	0	2,78	6,80
					15,3	0	15,3	-	1	5,57		
da +0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	1	5,57	7,61	30,58
					40,5	14	26,5	-	1	9,65		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	1	9,65	18,65	353,51
					156	80	76	-	1	27,66		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	1	27,66	32,03	275,91
					210	110	100	-	1	36,40		
da -11,00 a -14,40	E	-	39	18,5	210	110	100	-	1	36,40	41,66	406,68
					272,9	144	128,9	-	1	46,92		
da -14,40 a -23,15	F	250	-	20	272,9	144	128,9	0,5	-	125	125,00	3140,61
					447,9	231,5	216,4	0,5	-	125		
											Qs1i [KN]	4214,09

CONCIO DI RADICE (1) – FINE

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	1	0	2,78	6,80
					15,3	0	15,3	-	1	5,57		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	1	5,57	7,61	30,58
					40,5	14	26,5	-	1	9,65		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	1	9,65	18,65	353,51
					156	80	76	-	1	27,66		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	1	27,66	32,03	275,91
					210	110	100	-	1	36,40		
da -11,00 a -18,75	E	-	39	18,5	210	110	100	-	1	36,40	48,39	1076,74
					353,4	187,5	165,9	-	1	60,37		
da -18,75 a -23,15	F	250	-	20	353,4	187,5	165,9	0,5	-	125	125,00	1579,28
					441,4	231,5	209,9	0,5	-	125		
											Qs1f [KN]	3322,81

CONCIO INTERMEDIO (2) – INIZIO

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	1	0	2,78	6,80
					15,3	0	15,3	-	1	5,57		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	1	5,57	7,61	30,58
					40,5	14	26,5	-	1	9,65		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	1	9,65	18,65	353,51
					156	80	76	-	1	27,66		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	1	27,66	32,03	275,91
					210	110	100	-	1	36,40		
da -11,00 a -19,80	E	-	39	18,5	210	110	100	-	1	36,40	50,01	1263,66
					372,8	198	174,8	-	1	63,62		
da -19,80 a -25,15	F	250	-	20	372,8	198	174,8	0,5	-	125	125,00	1920,26
					479,8	251,5	228,3	0,5	-	125		
											Qs2i [KN]	3850,72

CONCIO INTERMEDIO (2) – FINE

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	1	0	2,78	6,80
					15,3	0	15,3	-	1	5,57		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	1	5,57	7,61	30,58
					40,5	14	26,5	-	1	9,65		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	1	9,65	18,65	353,51
					156	80	76	-	1	27,66		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	1	27,66	32,03	275,91
					210	110	100	-	1	36,40		
da -11,00 a -23,20	E	-	39	18,5	210	110	100	-	1	36,40	55,27	1936,14
					435,7	232	203,7	-	1	74,14		
da -23,20 a -25,15	F	250	-	20	435,7	232	203,7	0,5	-	125	125,00	699,91
					474,7	251,5	223,2	0,5	-	125		
											Qs2f [KN]	3302,84

CONCIO DI TESTATA (3) – INIZIO

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	1	0	2,78	6,80
					15,3	0	15,3	-	1	5,57		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	1	5,57	7,61	30,58
					40,5	14	26,5	-	1	9,65		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	1	9,65	18,65	353,51
					156	80	76	-	1	27,66		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	1	27,66	32,03	275,91
					210	110	100	-	1	36,40		
da -11,00 a -23,40	E	-	39	18,5	210	110	100	-	1	36,40	55,58	1978,89
					439,4	234	205,4	-	1	74,76		
da -23,40 a -27,15	F	250	-	20	439,4	234	205,4	0,5	-	125	125,00	1345,98
					514,4	271,5	242,9	0,5	-	125		
											Qs3i [KN]	3991,66

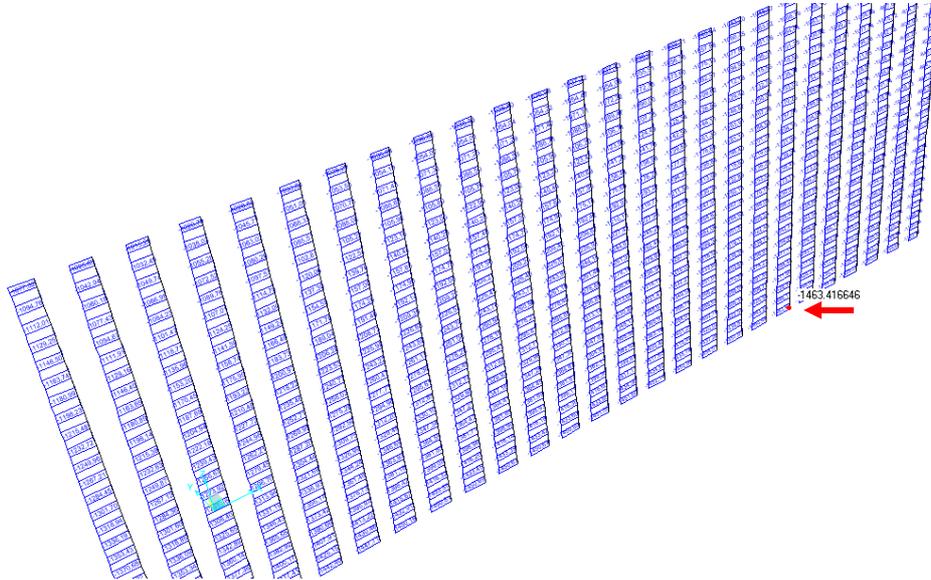
CONCIO DI TESTATA (3) – FINE

strato (m)	unità	Cu [Kpa]	φ [°]	γ [KN/m ³]	σ [Kpa]	u [Kpa]	σ' [Kpa]	α	K	τ [Kpa]	τ med[Kpa]	Qs [KN]
da + 0,85 a +0,00	A	-	37	18	0	0	0	-	1	0	2,78	6,80
					15,3	0	15,3	-	1	5,57		
da + 0,00 a -1,40	A	-	37	18	15,3	0	15,3	-	1	5,57	7,61	30,58
					40,5	14	26,5	-	1	9,65		
da -1,40 a -8,00	C	-	24	17,5	40,5	14	26,5	-	1	9,65	18,65	353,51
					156	80	76	-	1	27,66		
da -8,00 a -11,00	D	-	26	18	156	80	76	-	1	27,66	32,03	275,91
					210	110	100	-	1	36,40		
da -11,00 a -25,30	E	-	39	18,5	210	110	100	-	1	36,40	58,52	2402,79
					474,6	253	221,6	-	1	80,64		
da -25,30 a -27,15	F	250	-	20	474,6	253	221,6	0,5	-	125	125,00	664,01
					511,6	271,5	240,1	0,5	-	125		
											Qs3f [KN]	3733,60

Per ogni concio vengono condotte le verifiche sui pali maggiormente sollecitati per la combinazione ai massimi carichi verticali più gravosa tra le due considerate, che risulta essere quella che tiene conto del sovraccarico accidentale di 50 KN/m² uniformemente distribuito su tutta la superficie.

Verifica pali CONCIO DI RADICE (1):

Il palo maggiormente sollecitato è quello evidenziato indicato in figura seguente:

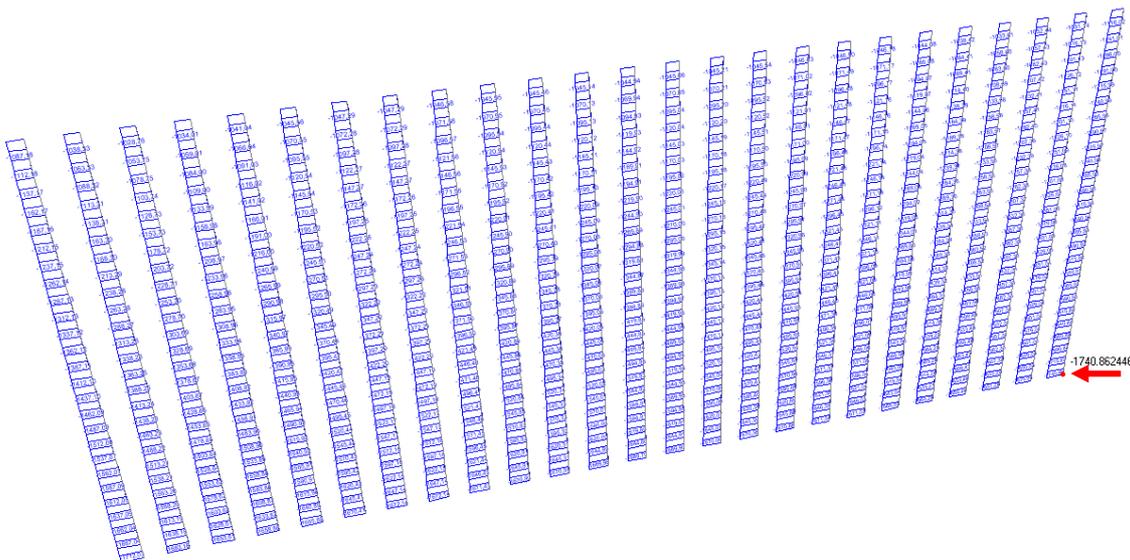


A favore di sicurezza la verifica viene condotta considerando la portanza laterale calcolata a fine concio, ovvero dove la formazione di trova alla massima profondità. La verifica risulta soddisfatta in quanto il carico limite del palo è maggiore del carico sollecitante:

$$Q_{lim} = \frac{Q_{s1f}}{\gamma_{s,comp} \cdot \xi} + \frac{Q_p}{\gamma_p \cdot \xi} = \frac{3322,81}{1,15 \cdot 1,4} + \frac{1476,27}{1,35 \cdot 1,4} = 2844,95 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1463,42 \text{ kN}$$

Verifica pali CONCIO INTERMEDIO (2):

Il palo maggiormente sollecitato è quello evidenziato indicato in figura seguente:

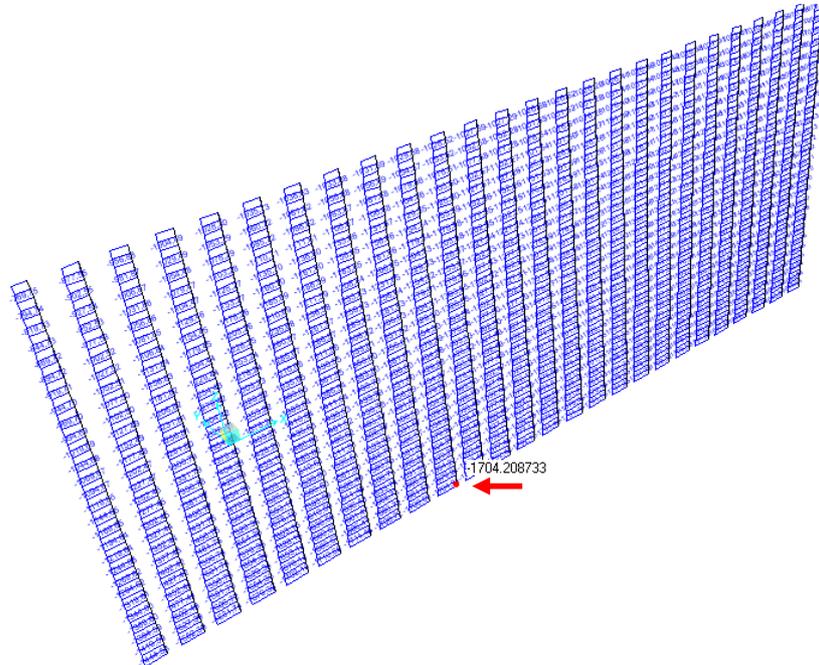


Come nel caso precedente si considera la portanza laterale minima calcolata a fine concio. La verifica risulta soddisfatta in quanto il carico limite del palo è maggiore del carico sollecitante:

$$Q_{lim} = \frac{Q_{s1f}}{\gamma_{s,comp} \cdot \xi} + \frac{Q_p}{\gamma_p \cdot \xi} = \frac{3302,84}{1,15 \cdot 1,4} + \frac{1476,27}{1,35 \cdot 1,4} = 2832,55 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1740,86 \text{ kN}$$

Verifica pali CONCIO DI TESTATA (3):

Il palo maggiormente sollecitato è quello evidenziato indicato in figura seguente:



Come nel caso precedente si considera la portanza laterale minima calcolata a fine concio. La verifica risulta soddisfatta in quanto il carico limite del palo è maggiore del carico sollecitante:

$$Q_{lim} = \frac{Q_{s1f}}{\gamma_{s,comp} \cdot \xi} + \frac{Q_p}{\gamma_p \cdot \xi} = \frac{3733,60}{1,15 \cdot 1,4} + \frac{1476,27}{1,35 \cdot 1,4} = 3100,10 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1704,21 \text{ kN}$$

6.5 Verifica STR dei pali del palancoato metallico

La verifica STR dei pali in acciaio viene condotta con l'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui, essendo la condizione più gravosa quella sismica, i coefficienti A1 sono assunti unitari. A favore di sicurezza si considera la sola sezione del tubo in acciaio Φ 914 mm trascurando il contributo del cls all'interno dello stesso. Inoltre la verifica tiene conto della riduzione di spessore del tubo dovuto alla corrosione. La perdita di spessore di un palancoato può allora essere valutata con riferimento al §4 della EN 1993-5:2007:

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Notes:					
1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

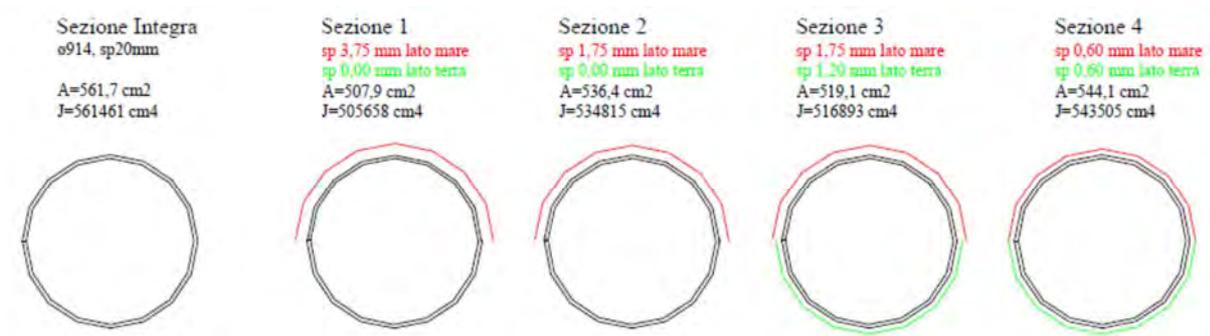
Valori raccomandati di perdita di spessore per corrosione in mm (Tab. 4.1 e Tab. 4.2 del EC3-5)

L'entità di tale riduzione dipende, oltre che dal tempo di vita dell'opera, dalla natura del terreno in cui la struttura è infissa e dalla zona di aggressione delle acque sul fronte banchina. Generalmente per il lato mare si distinguono cinque zone: zona d'onda, zona di marea, zona di acqua bassa, zona di immersione

permanente e zona al di sotto del fondale. Per il lato terra la perdita di spessore è funzione dell'aggressività del terreno.

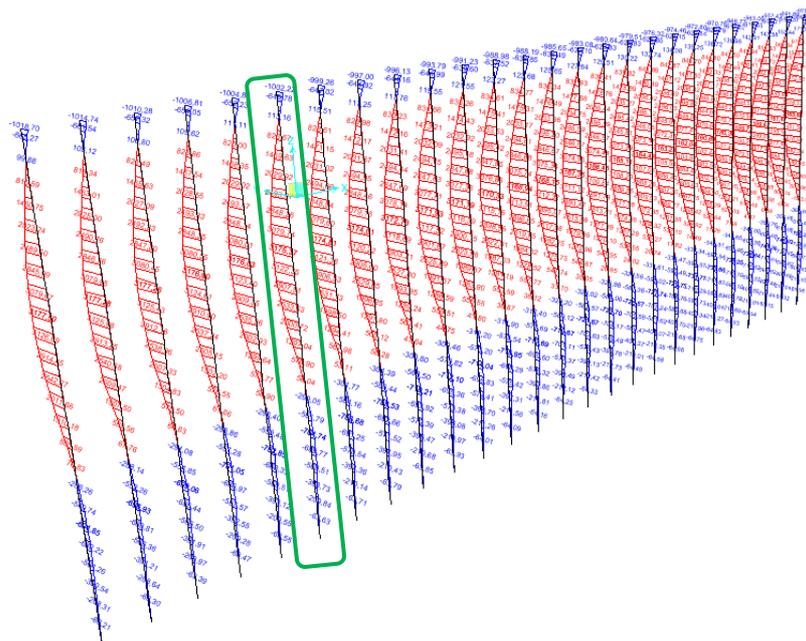
Nella seguente tabella si riporta la riduzione di spessore prevista in ogni sezione tipo con una vita nominale di 50 anni:

ACCIAIO TIPO S420MH							
Zona	Sez. tipo	Quote m l.m.m	Corr. lato mare mm	Corr. lato terra mm	J _{ridotto} cm ⁴	W _{integrato} cm ³	W _{ridotto} cm ³
Sez 1	Palo φ914	-0,7 / -1.0	3,75	0	505.658	12.422	11.187
Sez 2	Palo φ914	-1,0 / -9,5	1,75	0	534.815	12.422	11.832
Sez 3	Palo φ914	-9,5 / -12,5	1,75	1,2	516.893	12.422	11.436
Sez 4	Palo φ914	-12,5 /base palo	0,6	0,6	543.505	12.422	12.024

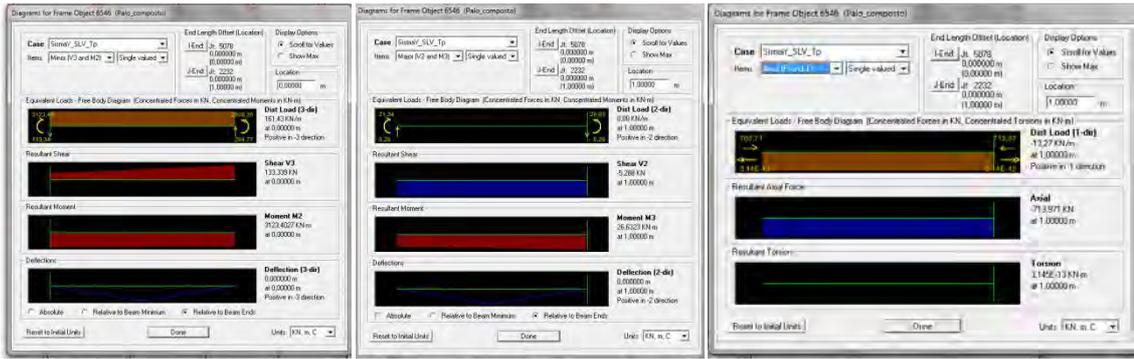


Perdite di spessore dei pali tubolari nella vita utile di progetto, in relazione all'esposizione – Eurocodice 3

La sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione si trova nel tratto centrale del palo per cui a favore di sicurezza la verifica viene condotta con la riduzione di spessore prevista per la sezione tipo n 3. Le sollecitazioni maggiori si hanno nel Concio di Radice (1) e precisamente nel palo evidenziato in figura e di cui si riportano il dettaglio delle sollecitazioni maggiori per la combinazione sismica di verifica:



Diagrammi Momento M2 - STR Pali-Sisma_SLV_Tp



Le caratteristiche della sezione sono le seguenti:

Caratteristiche meccaniche del profilo			
Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	914,00	[mm]
Spessore del profilo tubolare	t	18,25	[mm]
Diametro interno	d_{int}	877,50	[mm]
Raggio esterno	r_{ext}	457,00	[mm]
Raggio interno	r_{int}	438,75	[mm]
Area della sezione trasversale	A	51357	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	5,1530E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1,1276E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	1,4645E+07	[mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{V,z}$	32695	[mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	316,76	[mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	5,1530E+09	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	1,1276E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	1,4645E+07	[mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{V,y}$	32695	[mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	316,76	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1,031E+10	[mm ⁴]

In forma tabellare si riportano le verifiche condotte:

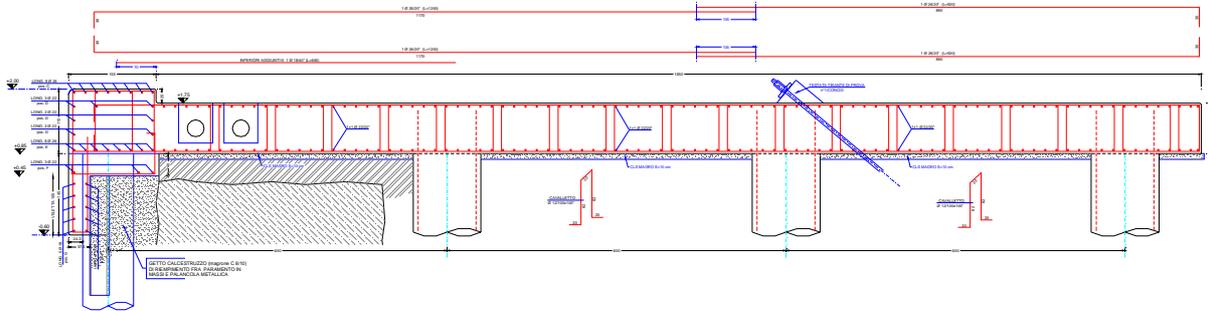
Verifiche di resistenza della sezione trasversale			
Resistenza a compressione pura			
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	20542,80	[kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	0,035	[-]
Resistenza a taglio			
Diametro medio della sezione trasversale	d_{med}	895,75	[mm]
Area della sezione compresa nel diametro medio	Ω	630178,40	[mm ²]
Resistenza plastica a taglio	$V_{pl,Rd}$	7550,56	[kN]
Verifica a taglio in direzione z - z	ρ_{Vz}	0,001	[-]
Verifica a taglio in direzione y - y	ρ_{Vy}	0,018	[-]
Resistenza a flessione			
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	W_y	1,13E+07	[mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{cy,Rd}$	4510,32	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	ρ_{My}	0,006	[-]
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse z - z	W_z	1,13E+07	[mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse z - z	$M_{cz,Rd}$	4510,32	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	ρ_{Mz}	0,693	[-]
Resistenza a flessione, forza assiale e taglio			
<i>Calcolo elastico per sezioni in classe 3</i>			
Momento globale agente nella sezione	$M_{tot,Ed}$	3123,51	[kNm]
Taglio globale agente nella sezione	$V_{tot,Ed}$	133,44	[kN]
Tensione normale massima	$\sigma_{x,Ed,fs}$	290,91	[N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali	ρ_{el}	0,727	[-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio	$\tau_{V,Ed}$	4,08	[N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0,00	[N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali	ρ_{el-tot}	0,529	[-]

Verifiche di stabilità flessionale			
Lunghezza geometrica della membratura	L	24,00	[m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	0,70	[-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	0,70	[-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	16800,00	[mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	16800,00	[mm]
Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale			
Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	51357	[mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	37841	[kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	37841	[kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	0,7550	[-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	0,7550	[-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	50,08	[-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	877,5	[mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva _{y-y}	a	[-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva _{z-z}	a	[-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0,21	[-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	0,8433	[-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0,21	[-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	0,8433	[-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0,820	[-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0,820	[-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	16853,19	[kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	16853,19	[kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck,N}$	0,042	[-]
Verifiche di stabilità nel caso di presso - flessione biassiale - ANNEX B, EN 1993 - 1 - 1:2010			
<i>Coefficienti di momento equivalente</i>			
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1,000	[-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1,000	[-]
<i>Coefficienti di interazione</i>			
Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 3	$k_{yy,3}$	1,019	[-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 3	$k_{zz,3}$	1,019	[-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 3	$k_{yz,3}$	1,019	[-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 3	$k_{zy,3}$	0,815	[-]
	k_{zy}	0,815	[-]
<i>Verifiche di presso flessione biassiale</i>			
Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 3	$\rho_{buck,N-M-M}$	0,754	[-]
	$\rho_{buck,N-M-M}$	0,753	[-]
Tasso di lavoro massimo del profilo tubolare (resistenza e stabilità)	ρ_{max}	0,754	[-]

La verifica risulta soddisfatta in quanto il tasso di lavoro massimo della sezione di solo acciaio è pari a **0,754** ovvero minore dell'unità.

6.6 Verifica STR del solettone

Il solettone in c.a. su cui si intestano i pali, ha uno spessore di 90 cm ed è armato longitudinalmente con 1+1 Φ 22 passo 20 cm ($19 \text{ cm}^2/\text{m}$) e trasversalmente con 1+1 Φ 26 passo 20 cm ($26,5 \text{ cm}^2/\text{m}$). Inoltre nella prima campata lato mare in direzione trasversale e solo inferiormente è previsto 1 Φ 18 passo 40 cm aggiuntivo arrivando così ad un'armatura complessiva di $32,9 \text{ cm}^2/\text{m}$.

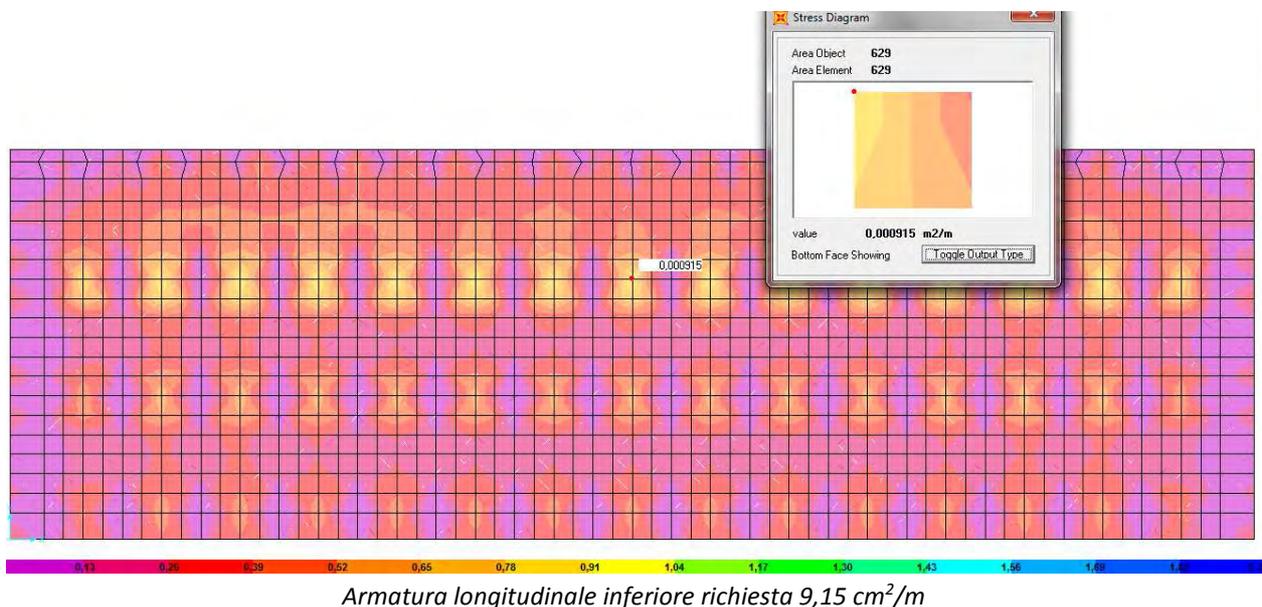


Armatura solettone - sezione trasversale corrente

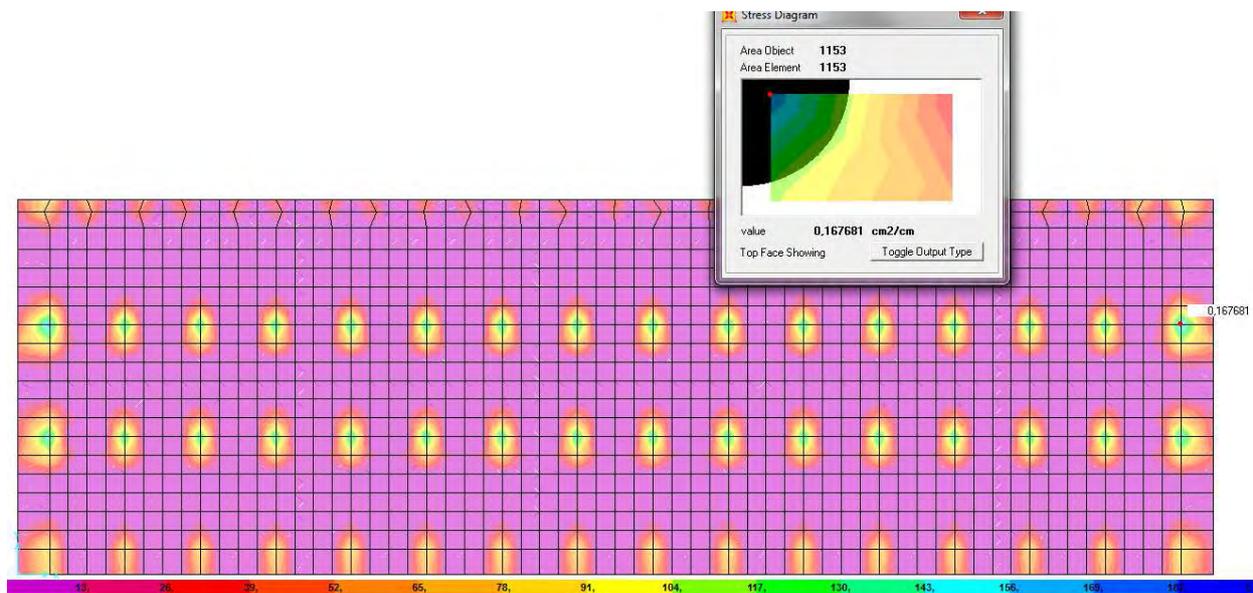
Il codice di calcolo utilizzato è in grado di restituire le armature flessionali necessarie nelle 2 direzioni principali del solettone, ovvero longitudinalmente A_{st1} e trasversalmente A_{st2} , sia superiore (top) che su quella inferiore (botton). Per cui la verifica strutturale del solettone viene riportata direttamente per via grafica, controllando che l'armatura calcolata dal software sia sempre inferiore a quella progettata. Il quantitativo di armatura necessario espresso in cm^2/cm viene visualizzato con una scala cromatica visibile in fondo all'immagine ed inoltre viene evidenziato il quantitativo di armatura richiesto nella mesh più indicativa.

Le sollecitazioni maggiori sono dovute alle due combinazioni di carico ai massimi carichi verticali previste e risultano le stesse per i 3 conci; per cui si riporta la sola verifica condotta sul Concio Intermedio 2. In particolare per la combinazione che prevede la gru in esercizio e il carico concentrato sui 4 piedi di appoggio della stessa sono state considerate diverse possibili posizioni della gru per cogliere la situazione più gravosa sia per le armature superiori che inferiori.

Combinazione Geo Pali-Acc50:

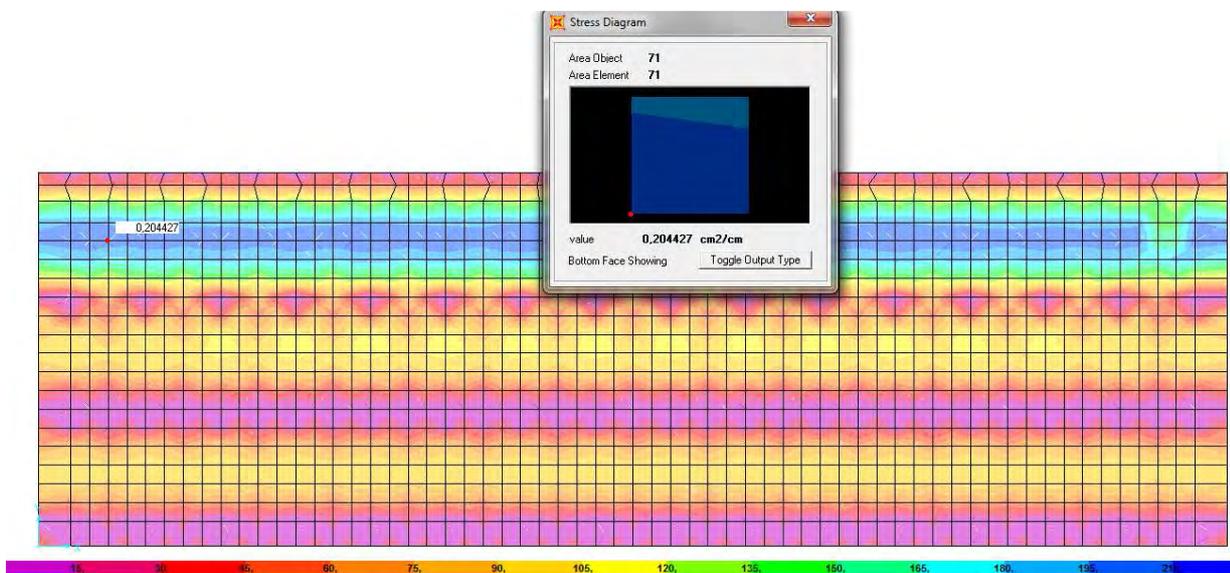


La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a $9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$, è inferiore a quella progettata di $19 \text{ cm}^2/\text{m}$.



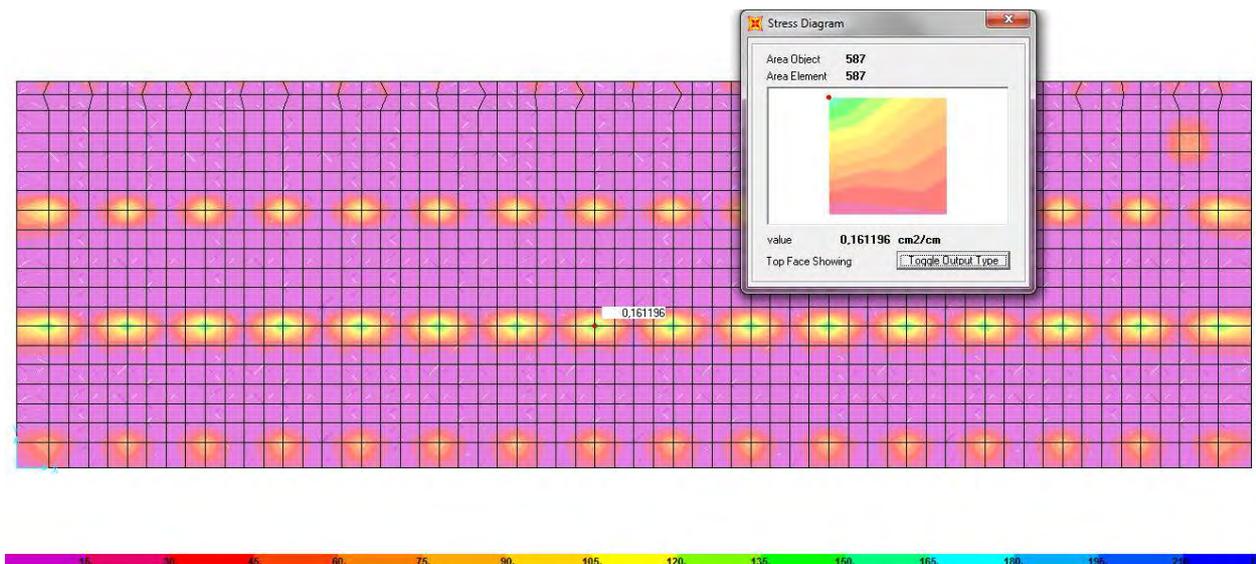
Armatura longitudinale superiore richiesta $16,77 \text{ cm}^2/\text{m}$

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a $16,77 \text{ cm}^2/\text{m}$, è inferiore a quella progettata di $19 \text{ cm}^2/\text{m}$.



Armatura trasversale inferiore richiesta $20,44 \text{ cm}^2/\text{m}$

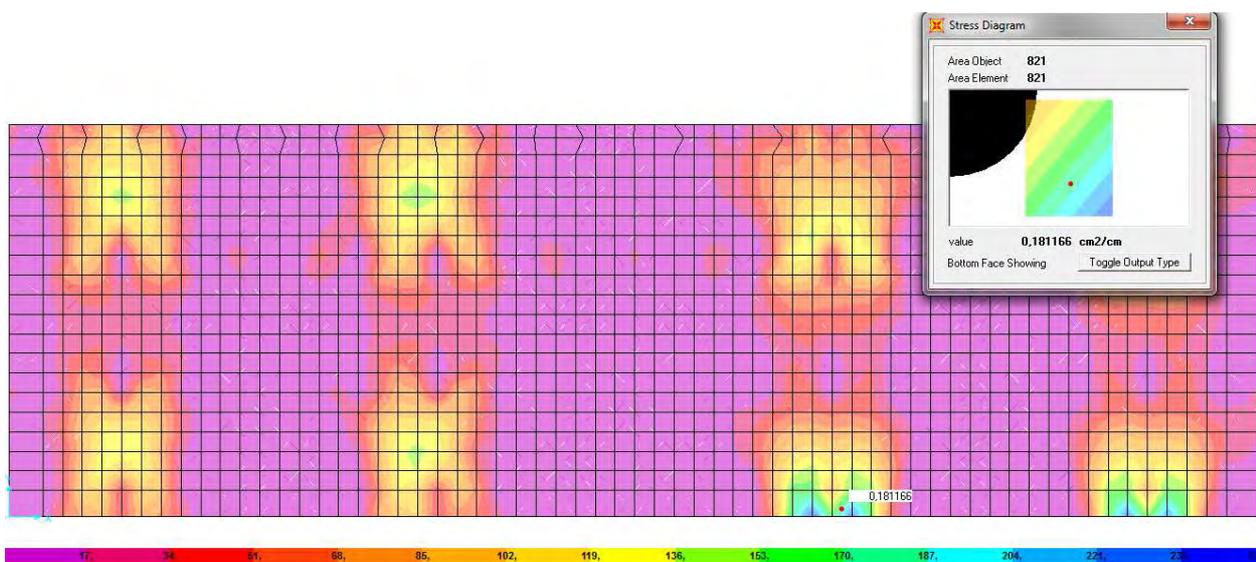
La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a $20,44 \text{ cm}^2/\text{m}$, è inferiore a quella progettata di $32,9 \text{ cm}^2/\text{m}$.



Armatura trasversale superiore richiesta 16,12 cm²/m

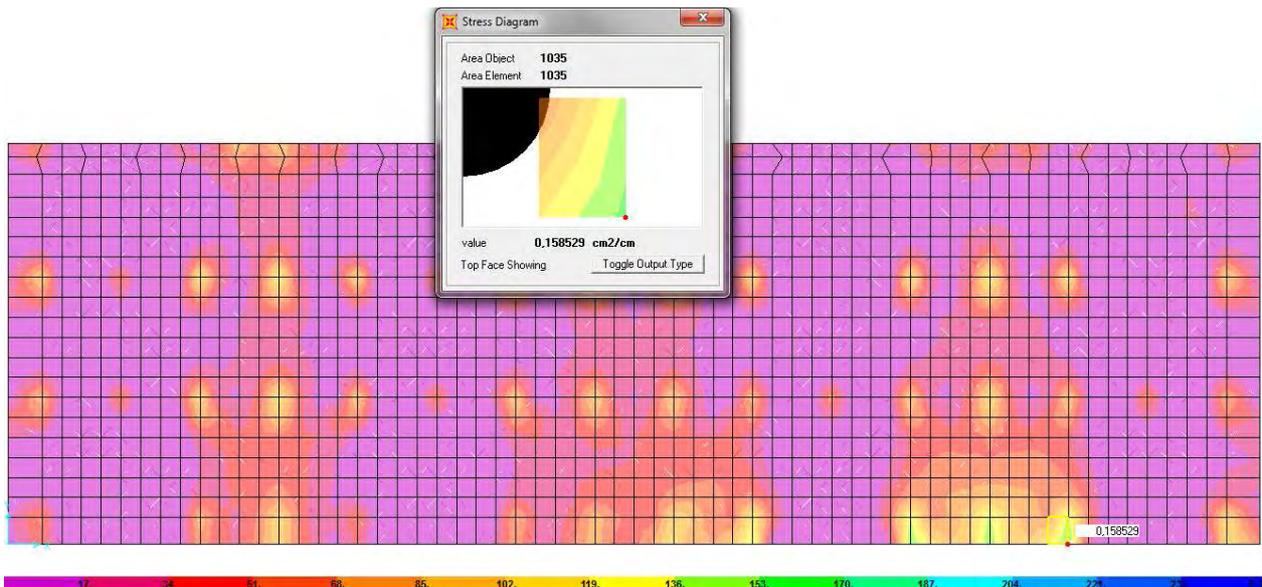
La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 16,12 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 26,5 cm²/m.

Combinazione Geo Pali-AccGru:



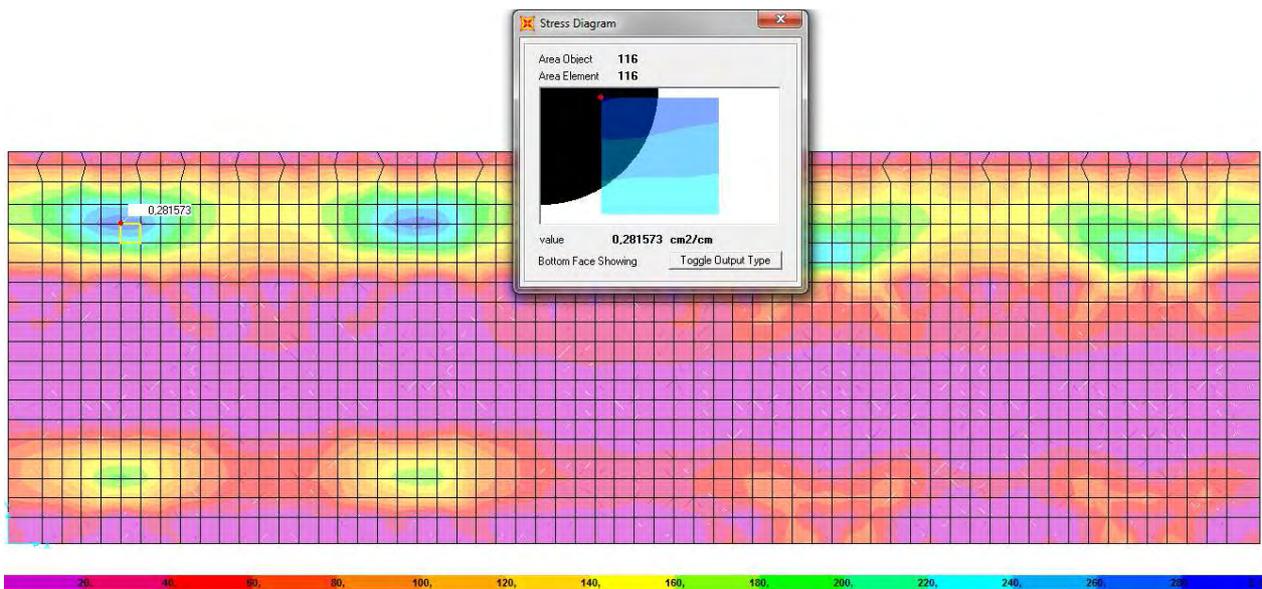
Armatura longitudinale inferiore richiesta 18,12 cm²/m

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 18,12 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 19 cm²/m.



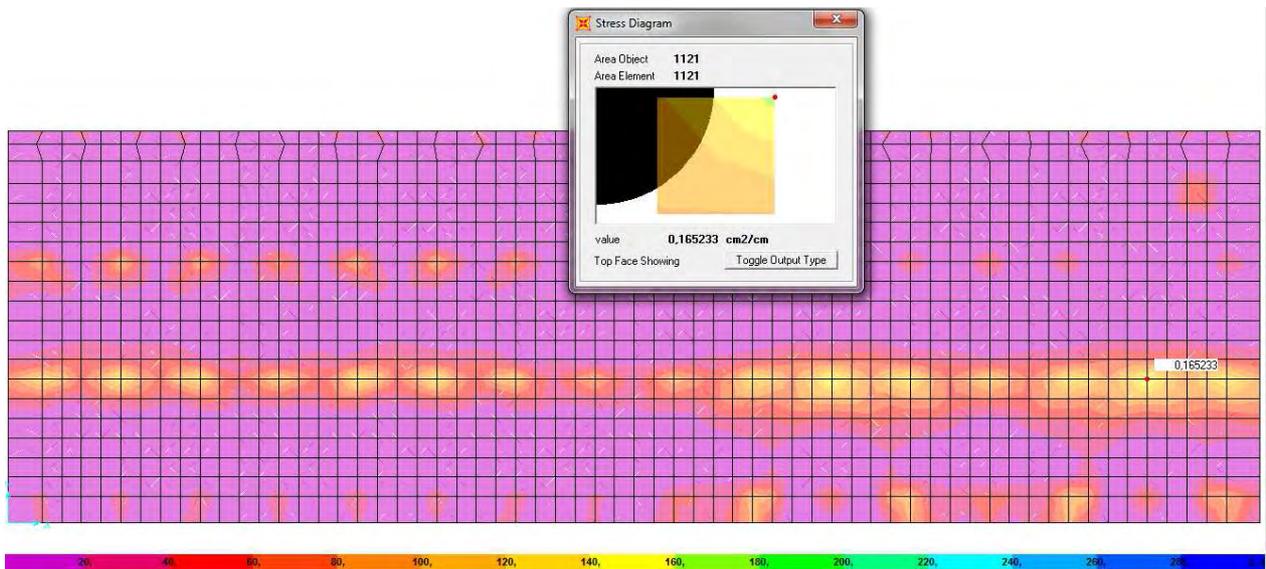
Armatura longitudinale superiore richiesta 15,85 cm²/m

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 15,85 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 19 cm²/m.



Armatura trasversale inferiore richiesta 28,16 cm²/m

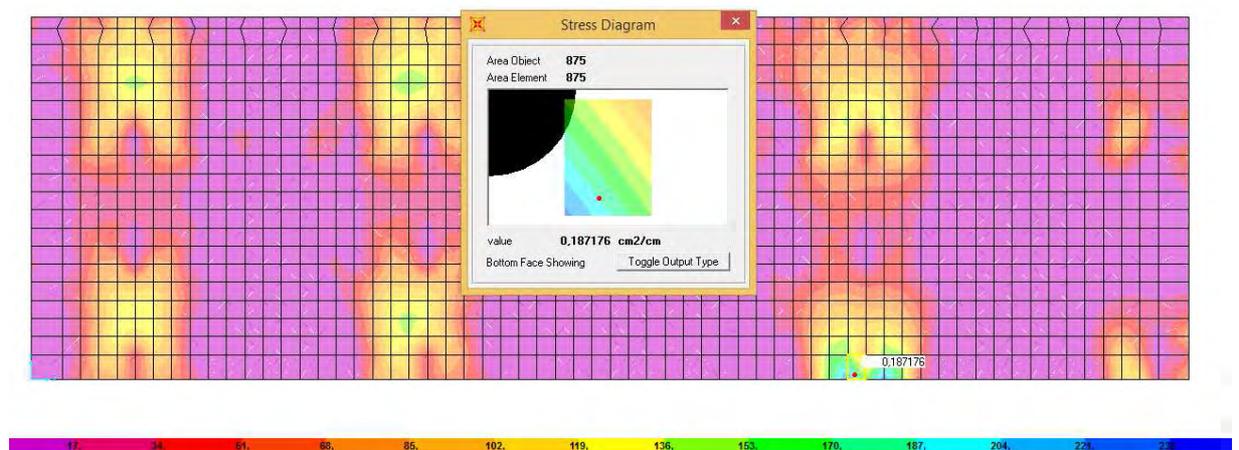
La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 28,16 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 32,9 cm²/m.



Armatura trasversale e superiore massima richiesta 16,52 cm²/m

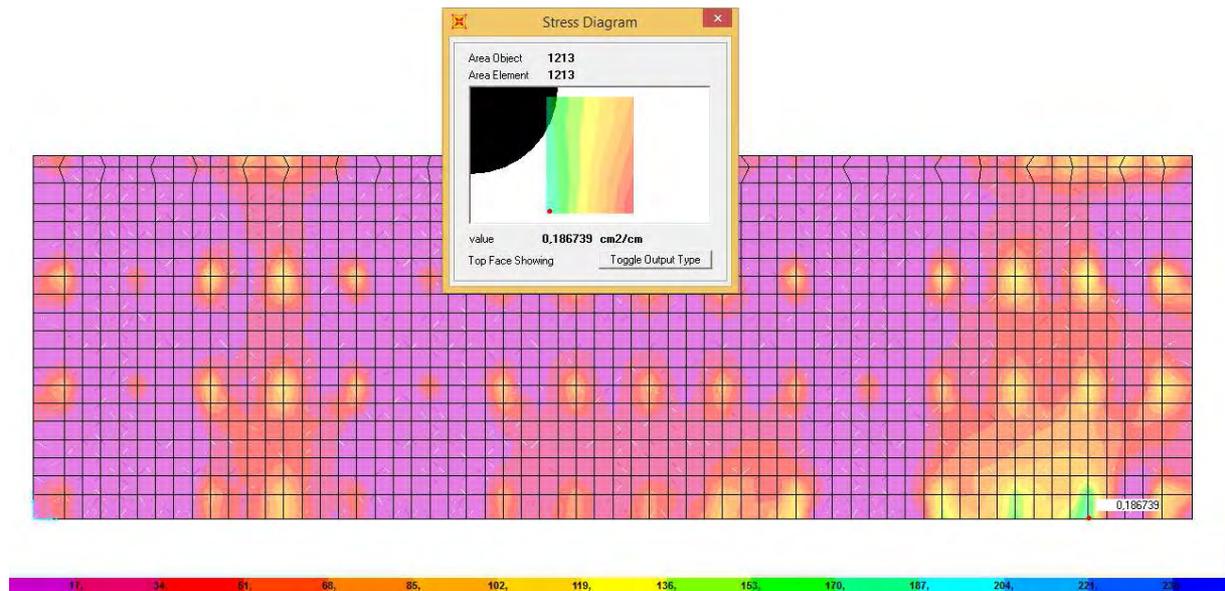
La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 16,52 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 26,5 cm²/m.

Combinazione Geo Pali-AccGru-bis:



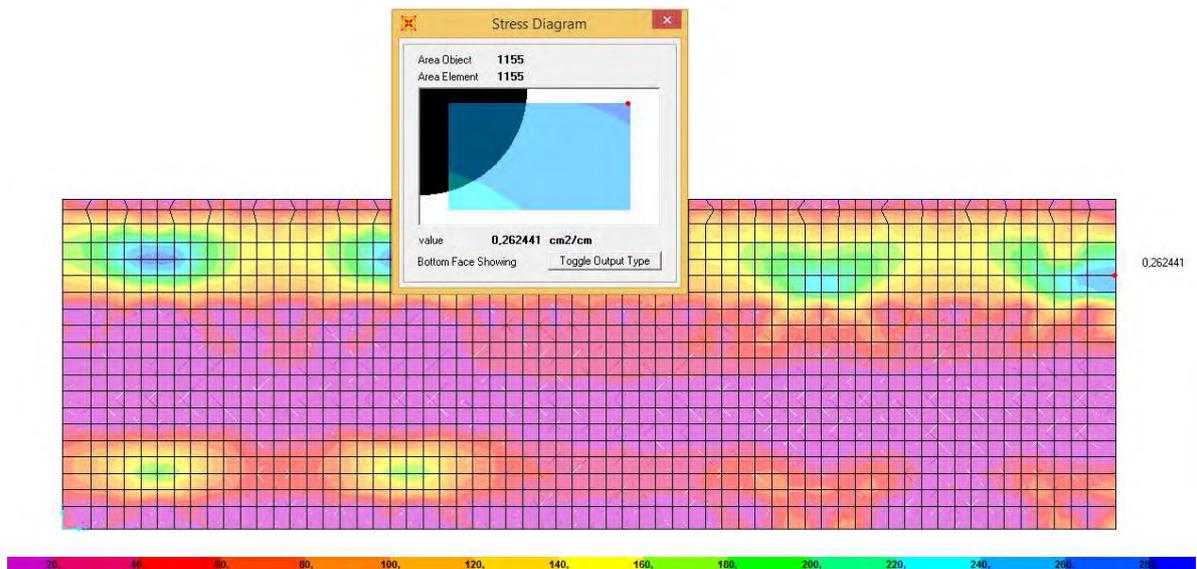
Armatura longitudinale inferiore richiesta 18,72 cm²/m

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 18,72 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 19 cm²/m.



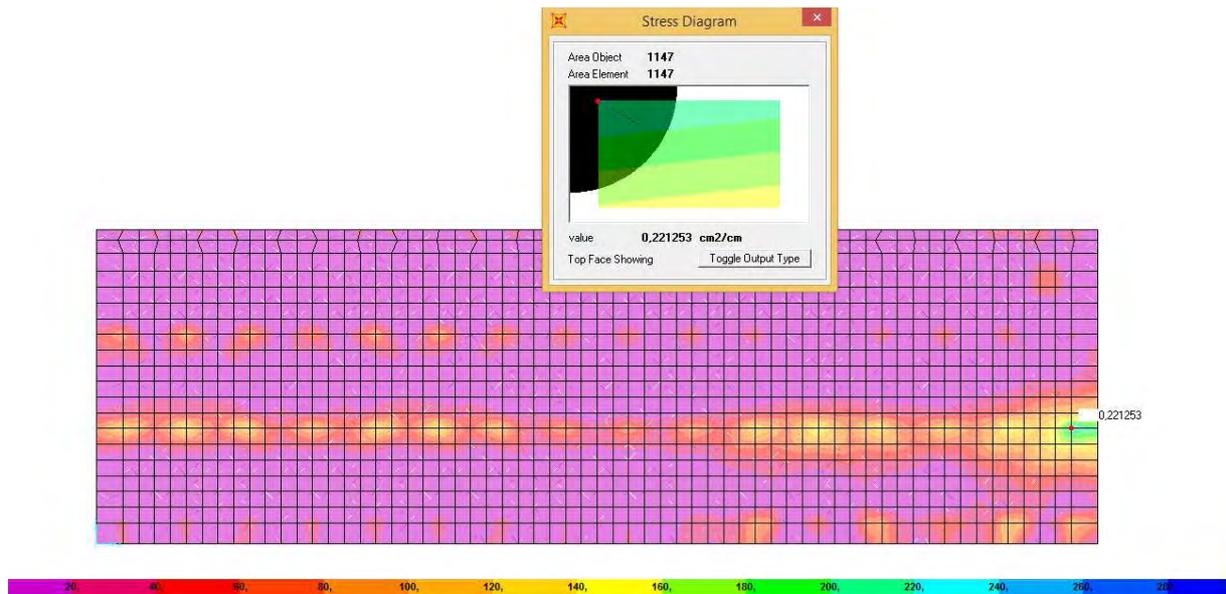
Armatura longitudinale superiore richiesta 18,67 cm²/m

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 18,67 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 19 cm²/m.



Armatura trasversale inferiore richiesta 26,24 cm²/m

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 26,24 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 26,55 cm²/m.

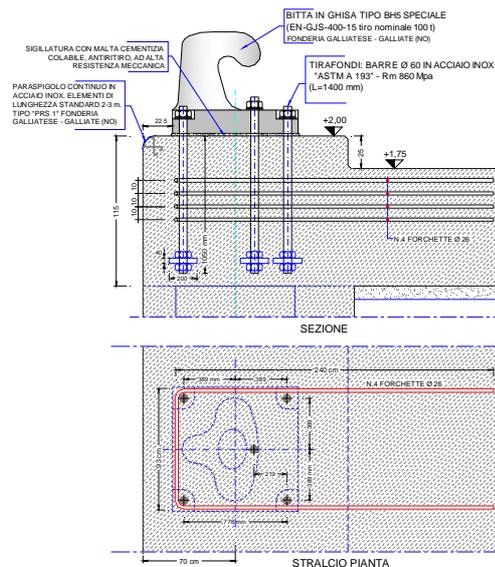


Armatura trasversale e superiore massima richiesta 22,15 cm²/m

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'armatura massima richiesta, pari a 22,15 cm²/m, è inferiore a quella progettata di 26,55 cm²/m.

6.6.1 Verifica ancoraggio della bitta

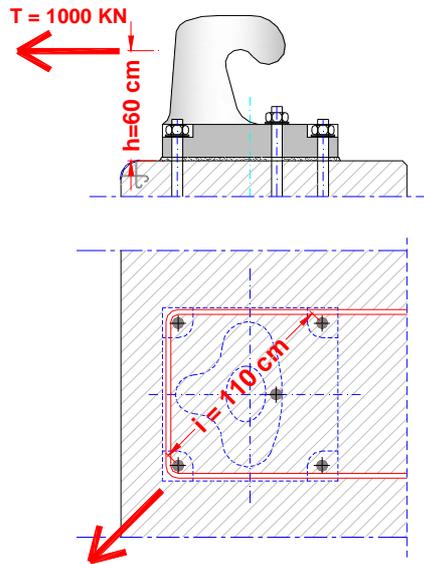
La bitta di ormeggio è progettata per resistere ad un tiro di 1000 kN per cui l'ancoraggio al solettone deve essere in grado di resistere a tale sollecitazione. L'ancoraggio è garantito da 5 tirafondi Φ 60 in acciaio inox ASTM A 193 (resistenza minima 8.8) con lunghezza di ancoraggio 1050 mm e rosetta di contrasto di dimensioni 200x40 mm. Inoltre per trasferire la sollecitazione di taglio al solettone sono state inserite 4 forchette Φ 26 opportunamente ancorate nella struttura.



Particolare ancoraggio bitta di ormeggio

Il tiro della bitta, che agisce al massimo ad un'altezza di circa 60 cm rispetto all'estradosso della trave di bordo, genera un'azione di taglio sui 5 tirafondi e un momento che viene equilibrato da sforzi di trazione e

compressione sui tirafondi stessi. La situazione peggiore si ha quando il tiro agisce in direzione diagonale rispetto alla banchina per cui sollecita un unico tirafondo a trazione e quello diametralmente opposto a compressione.



Schematizzazione tiro sulla bitta

Amplificando il tiro della bitta del coefficiente γ_q pari a 1,5 per la combinazione allo SLU si ottengono le seguenti sollecitazioni sul tirafondo maggiormente sollecitato:

$$V_d = \gamma_q \cdot \frac{T}{n_t} = 1,5 \cdot \frac{1000}{5} = 300 \text{ KN}$$

$$N_d = \gamma_q \cdot \frac{T \cdot h}{i} = 1,5 \cdot \frac{1000 \cdot 0,6}{1,1} = 818,18 \text{ KN}$$

La verifica va condotta sia separatamente a taglio e a trazione che combinando le due azioni.

Per ciascun tirafondo si ha:

resistenza a taglio $F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 2261}{1,25} \cdot 10^{-3} = 868 \text{ KN}$

resistenza a trazione $F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 2261}{1,25} \cdot 10^{-3} = 1302 \text{ KN}$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

$$F_{v,Rd} = 868 \text{ KN} > V_d = 300 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 1302 \text{ KN} > N_d = 818,18 \text{ KN}$$

Verifica combinata trazione e taglio:

$$\frac{V_d}{F_{v,Rd}} + \frac{N_d}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{300}{868} + \frac{818,18}{1,4 \cdot 1302} = 0,346 + 0,449 = 0,795 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a sfilamento del tirafondo deve essere eseguita considerando sia l'aderenza che si crea tra la barra e il calcestruzzo che il contributo della rondella di contrasto annegata nel getto di cls.

Il primo contributo è pari a:

$$F_a = f_{bd} \cdot D \cdot \pi \cdot L = \frac{2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot D \cdot \pi \cdot L = \frac{2,25 \cdot 0,72 \cdot 2,25}{1,5} \cdot 60 \cdot \pi \cdot 1050 = 481 \text{ KN}$$

Il secondo contributo è calcolato considerando la forza di compressione a cui può resistere il cls a contrasto con la rondella ed è pari a:

$$F_r = \frac{(D^2 - d^2)}{4} \cdot \pi \cdot f_{cd} = \frac{(200^2 - 60^2)}{4} \cdot \pi \cdot 25,17 = 719 \text{ KN}$$

Per cui compressivamente la resistenza allo sfilamento è maggiore dell'azione di trazione e la verifica risulta soddisfatta:

$$R = F_a + F_r = 1200 \text{ KN} > N_d = 818,18 \text{ KN}$$

Il tiro esercitato sulla bitta viene trasferito al solettone tramite le 4 forchette $\Phi 26$ sollecitandole a trazione; la trazione sopportabile dalla barre è maggiore del massimo tiro per cui la verifica è soddisfatta:

$$R_t = 4 \cdot 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} = 4 \cdot 2 \cdot 530 \cdot 391,3 = 1659 \text{ KN} > \gamma_q \cdot T = 1500 \text{ KN}$$

6.7 Verifica GEO e STR dei tiranti

Le verifiche sui tiranti vengono condotte con l'approccio 2 (A1+M1+R3), in cui, essendo la condizione più gravosa quella sismica, i coefficienti A1 sono assunti unitari e il coefficiente R3 è pari a $\gamma_{Ra,p} = 1,2$.

La resistenza di calcolo per un ancorante realizzato con iniezioni ripetute e selettive risulta pari a:

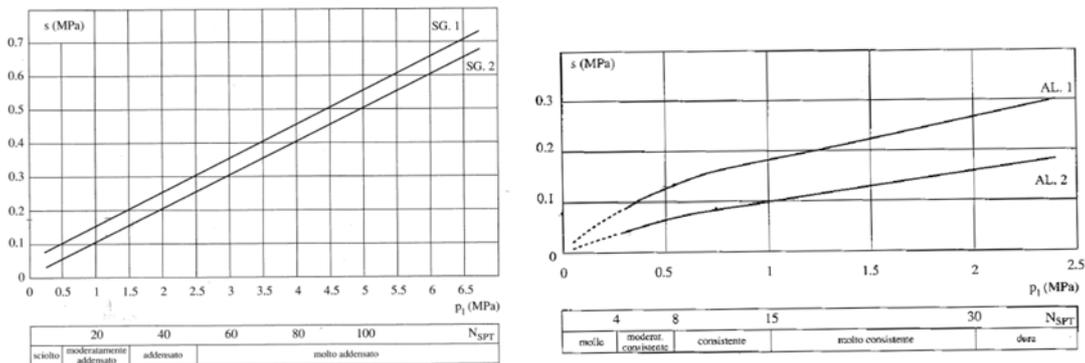
$$R_{cal} = \pi d_s \cdot L_s \cdot s$$

dove:

- $d_s = \alpha d$ con α che è un coefficiente amplificativo e d è il diametro della perforazione;
- L_s è la lunghezza della zona iniettata;
- s è la resistenza tangenziale all'interfaccia tra il terreno e la zona iniettata.

Il valore di s dipende dal valore della pressione limite p_1 che può essere determinata con il pressimetro o con le prove SPT; con riferimento al terreno in cui ricade la fondazione del tirante, sulla base delle indicazioni dei diagrammi delle figure seguenti, si assumono i seguenti parametri:

SABBIE: $\alpha = 1.4$; $s = 130$ kPa
 ARGILLE MARNOSE: $\alpha = 1.1$; $s = 165$ kPa



Grafici della resistenza tangenziale s rispettivamente per le sabbie e per le argille

La lunghezza di fondazione L è pari a 18 m e il diametro nominale D_s è di 0,20m.

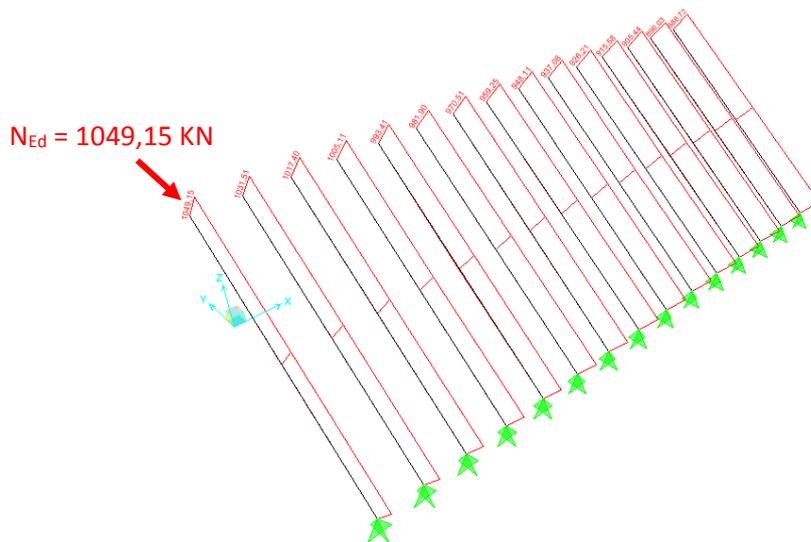
La resistenza ultima di calcolo minima è quindi pari a:

$$R_{cal} = \pi d_s \cdot L_s \cdot s = \pi \alpha d \cdot L_s \cdot s = 2058 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto risulta pari a:

$$R_d = \frac{R_{cal}}{\varepsilon_{a3} \cdot \gamma_R} = \frac{2058}{1,6 \cdot 1,2} = 1072 \text{ kN}$$

Le massime sollecitazioni si registrano sui tiranti estremi del Concio di Testata 3; di seguito si riporta l'immagine del diagramma dello sforzo normale:



Massima sollecitazione di trazione sui tiranti

La verifica a sfilamento dell'ancoraggio (GEO) risulta soddisfatta in quanto la resistenza di progetto risulta maggiore della sollecitazione massima:

$$R_d = 1072 \text{ kN} > N_{Ed} = 1049,15 \text{ kN}$$

La verifica strutturale consiste nel controllare che la resistenza della barra DYWIDAG sia superiore alla sollecitazione di trazione:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd} = \frac{\pi 63,5^2}{4} \cdot \frac{555}{1,15} = 1528,38 \text{ KN}$$

La verifica STR dell'ancoraggio risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{t,Rd} = 1528,38 \text{ KN} > N_{Ed} = 1049,15 \text{ kN}$$

Per testare l'effettiva portanza dei tiranti è stata prevista la prova a sfilamento (fino a rottura) su 3 tiranti appositamente realizzati, ciascuno rappresentativo di uno dei tre conci.

7 VERIFICHE AGLI SLE

Le verifiche più significative allo SLE da eseguire sono quelle a fessurazione e delle tensioni di esercizio sul solettone in c.a..

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione il limite da rispettare dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di armature; nel caso in esame, essendo in condizioni molto aggressive e con armature poco sensibili, bisogna controllare che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d sia inferiore a w_1 .

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

Mentre la verifica delle tensioni di esercizio si esegue confrontando che la tensione di compressione nel calcestruzzo e quella di trazione nell'acciaio siano inferiori a:

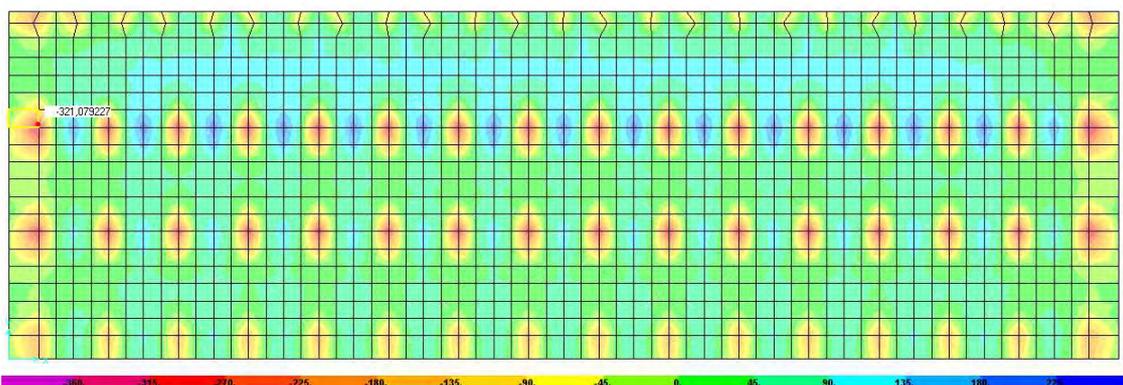
$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per la combinazione rara;}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente;}$$

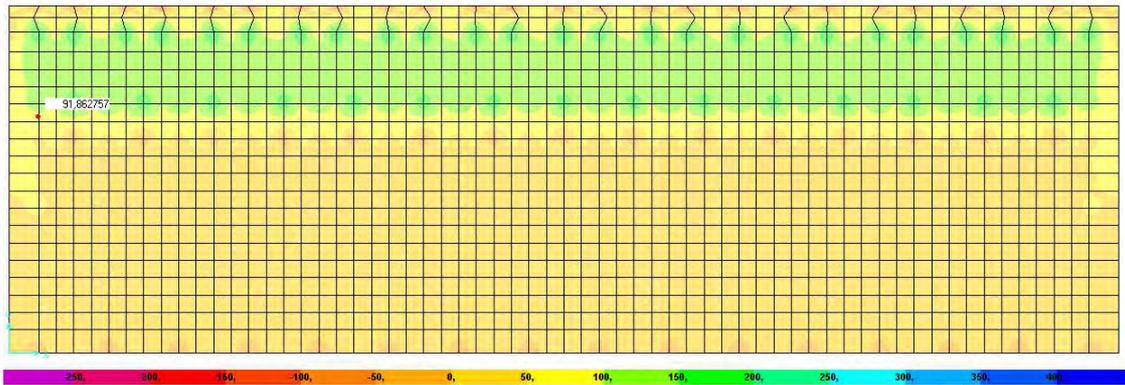
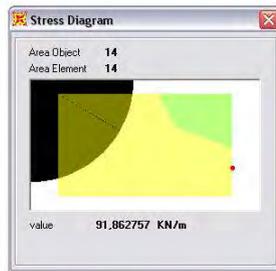
$$\sigma_s < 0,80 f_{yk} \text{ per la combinazione quasi permanente.}$$

Le verifiche vengono condotte sul solo Concio Intermedio 2 in quanto le sollecitazioni risultano pressoché le medesime in tutti i conci. Di seguito si riportano le sollecitazioni maggiori registrate per ciascuna combinazione allo SLE considerata:

COMBINAZIONE RARA

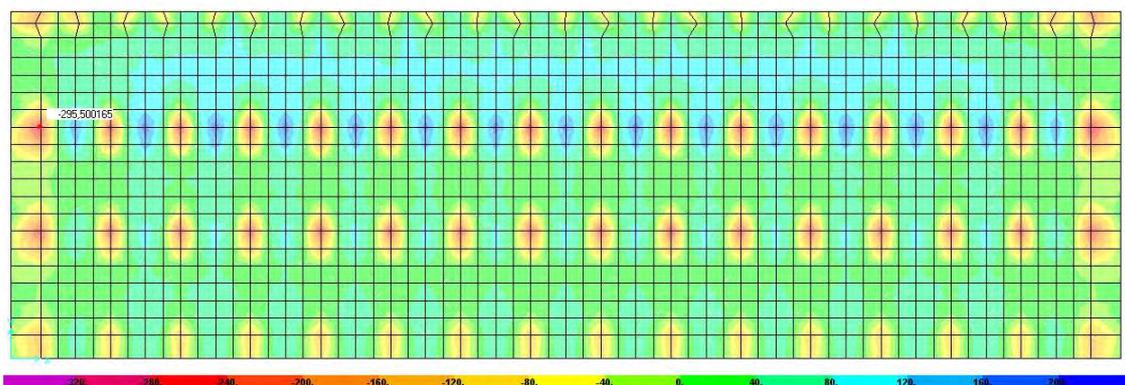


Momento flettente massimo -321,08 KNm

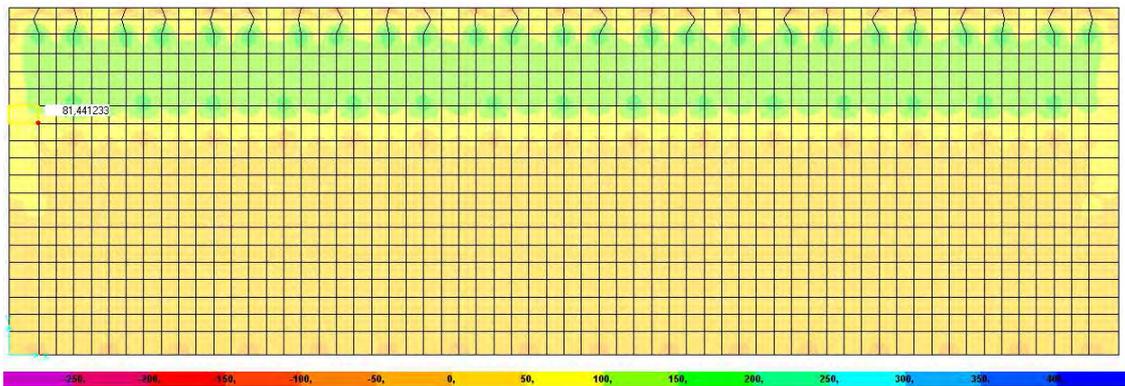
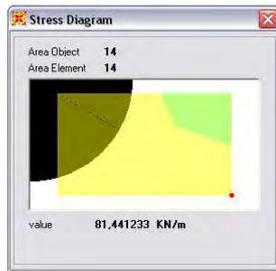


Sforzo normale 91,86 KN

COMBINAZIONE FREQUENTE

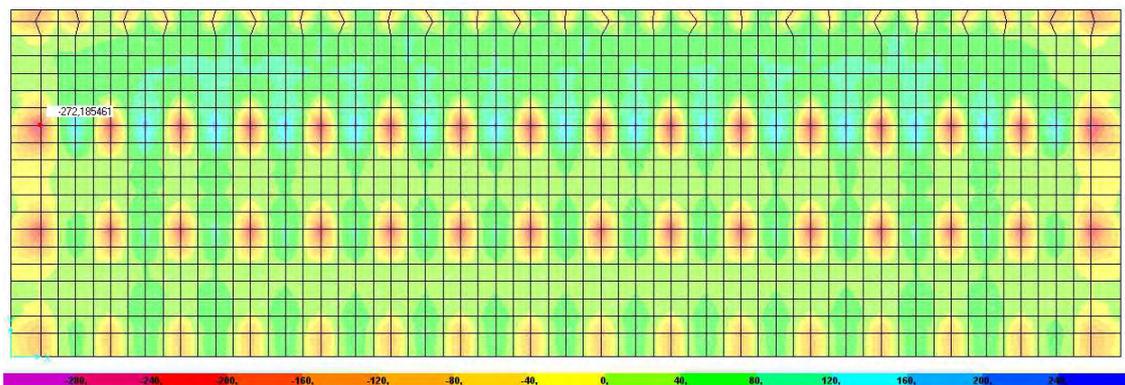


Momento flettente massimo -295,50 KNm

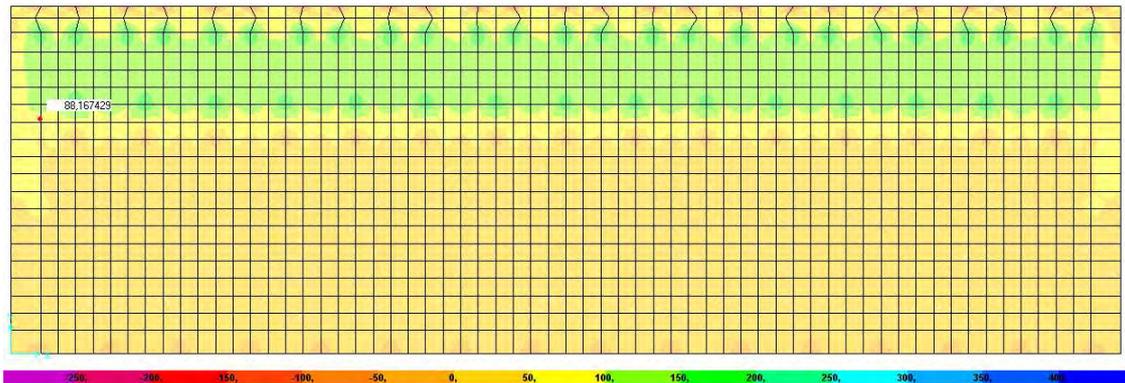
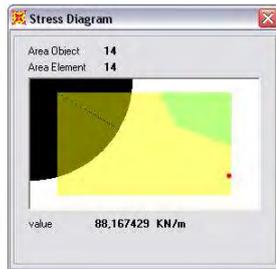


Sforzo normale 81,44 KN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE



Momento flettente massimo -272,18 KNm



Sforzo normale 88,16 KN

Le verifiche sono state condotte con il software di calcolo "Sezione Win", in cui sono state inserite le caratteristiche delle sezioni e le sollecitazioni maggiori per ogni combinazione allo SLE.

Di seguito si riporta il report di verifica, da cui si evince che le verifiche sono tutte soddisfatte.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C35/45; $R_{ck}=45.00$; $E_c= 34625.49$; MPa; $\gamma_c: 1.50$
 $f_{ck}=37.35$; $f_{cd}=21.16$; $f_{ctk}=2.35$; $f_{ctd}=1.56$; $f_{ctm}=3.35$; $f_{ctm}=4.02$;
 Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=21.16$ MPa; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$
 Acciaio barre: B450C; $\gamma_s: 1.15$
 $f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=3.52$; $E_s=206000.00$;
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\epsilon_{su}=0.0675$; $k=1.15$

FORMA DELLA SEZIONE:

Rettangolare
 Base: $B = 100.00$ cm; Base: $H = 90.00$ cm
 Area totale acciaio: $A_{st} = 53.09$ cm²
 Copriferro di progetto: $c = 4.50$ cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls} = 9000.00$ cm²; Baricentro: $X_{gcls} = 0.00$ cm; $Y_{gcls} = 0.00$ cm
 Momenti d'inerzia: $J_x = 6075000.00$ cm⁴; $J_y = 7500000.00$ cm⁴; $J_{xy} = 0.00$ cm⁴;
 Momenti principali d'inerzia: $J_{csi} = 7500000.00$ cm⁴; $J_{eta} = 6075000.00$ cm⁴;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: $\theta = -1.57$ rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KN*m).

Combinazioni rare:

comb.	N	M _x	M _y
1)	-91.86	321.08	0.00

Combinazioni frequenti:

comb.	N	M _x	M _y
1)	-81.44	295.50	0.00

Combinazioni quasi permanenti:

comb.	N	M _x	M _y
1)	-88.16	272.18	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=0.000000$; $b=2000.000000$; $c=-78138.717794$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = 0.00000$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls: $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio: $\epsilon_f = -46.19109 / 1000$

Deformazione minima acciaio: $\epsilon_{f'} = 0.07710 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

$N_S = -95000.00$; $M_{xIS} = 0.00$; $M_{yIS} = -429000.00$; $T_{xIS} = 0.00$; $T_{yIS} = 0.00$

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

$N_R = -94954.73$; $M_{xIR} = 0.00$; $M_{yIR} = -885595.72$

$M_{xi0} = 0.00$, $M_{yio} = 0.00$ - Punto base nel grafico $M_{xi}-M_{yi}$ sul piano $N_S = \text{cost.}$

$M_R = ((M_{xIR} - M_{xi0})^2 + (M_{yIR} - M_{yio})^2)^{1/2} = 885595.72$; $M_S = ((M_{xIS} - M_{xi0})^2 + (M_{yIS} - M_{yio})^2)^{1/2} = 429000.00$

Fattore di sicurezza ad N costante: $M_R/M_S = 2.0643 > 1$

VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE ($A_{fTot} = 53.09 \text{ cm}^2$; $A_{reaCls} = 9000.00 \text{ cm}^2$)

Armatura tesa (comb. 1): $A_{ft} = 26.55 \text{ cm}^2 > 0.26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk} = 15.99 \text{ cm}^2$

$A_{ft} = 26.55 \text{ cm}^2 > 0.0013 * b_t * d = 10.95 \text{ cm}^2$; con: $b_t = 100.00 \text{ cm}$; $d = 84.20 \text{ cm}$

$A_{ftesa \text{ max}} (\text{comb. 1}) = 26.55 \text{ cm}^2$ e $A_{fcompr \text{ max}} (\text{comb. 1}) = 26.55 \text{ cm}^2 < 0.04 * A_{reaCls} = 360.00 \text{ cm}^2$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI ($f_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$)

Comb. rara n.ro 1: Tens. cls = $3.19 < 0.60 * f_{ck} = 22.41 \text{ MPa}$

Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio = $-172.80 > -0.80 * f_{yk} = -360.00 \text{ MPa}$

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. cls = $2.68 < 0.45 * f_{ck} = 16.81 \text{ MPa}$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls = -1.94 MPa ; $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = -2.79 \text{ MPa}$, $f_{cfk} = -2.81 \text{ MPa}$

$w_k = 1.7 * s_{rm} * e_{sm} = 0.0000 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm}$

VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls = -1.80 MPa ; $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = -2.79 \text{ MPa}$, $f_{cfk} = -2.81 \text{ MPa}$

$w_k = 1.7 * s_{rm} * e_{sm} = 0.0000 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm}$

VERIFICA POSITIVA

7.1 Verifica della pavimentazione industriale

La pavimentazione industriale prevista sopra il solettone, di spessore variabile da 25 a 15 cm da lato mare verso l'interno, è realizzata con getto di calcestruzzo di **C 35/45**, ovvero dello stesso tipo di quello impiegato per il sottostante solettone, ed è armata con rete elettrosaldata Φ 10 passo 20x20 cm protetta da zincatura a caldo. La pavimentazione sarà intervallata da idonei giunti di dilatazione termica adeguatamente sigillati.

La verifica agli SLE più gravosa per la pavimentazione consiste nel valutare lo stato tensionale a cui è sottoposto il calcestruzzo per effetto del carico concentrato, sulla superficie di contatto di una singola ruota, quando la gru è in traslazione. Tale carico è pari a 15,5 t, ovvero 152 kN, e agisce su una superficie di contatto di 0,169 m², per cui la pressione esercitata è pari a 900 kPa (0,90 MPa).

N° assi	8
Carico sull'asse	62 t
Ruota / Asse	4
Carico / Ruota	15,50 t
Superficie di contatto / Ruota	1690 cm ²
Pressione esercitata dalla GRU sull'area di contatto della ruota in traslazione	900 kPa

Pressioni sulla singola ruota con la gru in traslazione

La verifica viene condotta confrontando questa tensione con il valore più restrittivo dato dalla norma ovvero con limite per la combinazione quasi permanente:

$$\sigma_c = 0,90 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

APPENDICE

EXAMPLE 1-001

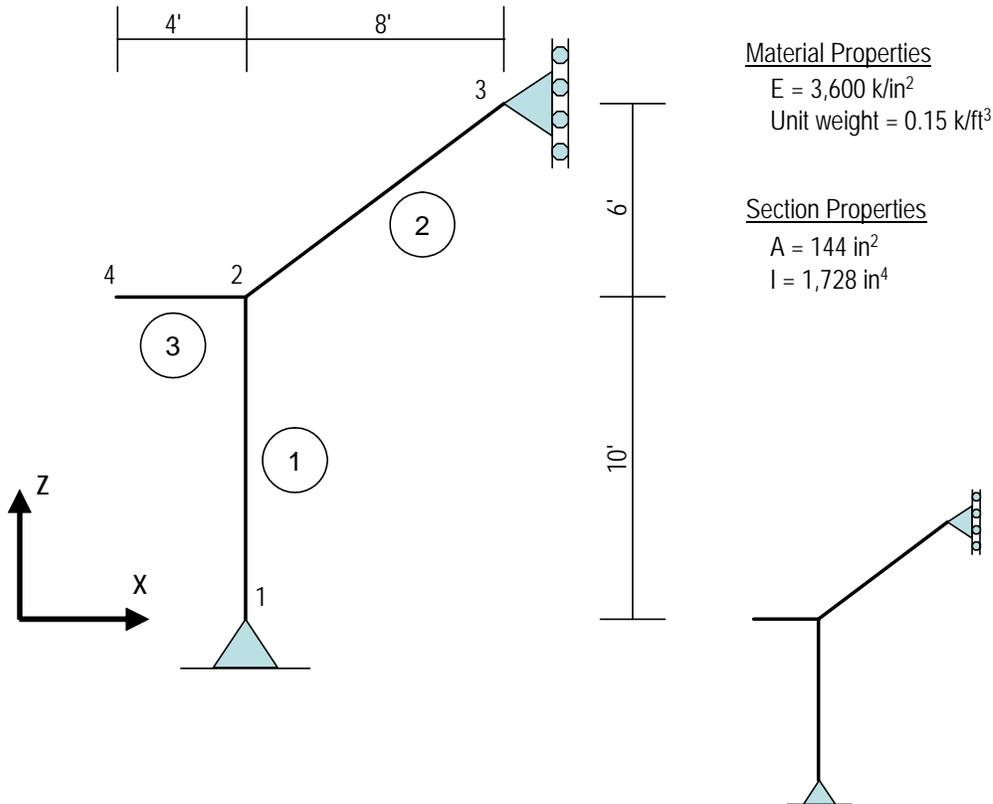
FRAME - GENERAL LOADING

PROBLEM DESCRIPTION

A three-element frame is subjected to seven load cases with different types of distributed and/or concentrated loads. The resulting displacements at specified joints are compared with independent hand calculated results.

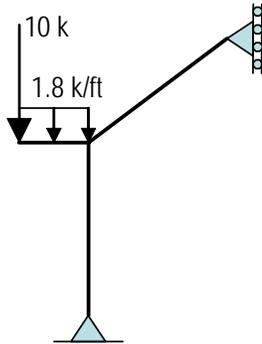
Important Note: Only bending deformations are considered in the analysis. Shear and axial deformations are ignored. In SAP2000 this is achieved by setting the property modification factor for area to 1,000 and setting the property modification factor for shear area to 0.

GEOMETRY, PROPERTIES AND LOADING



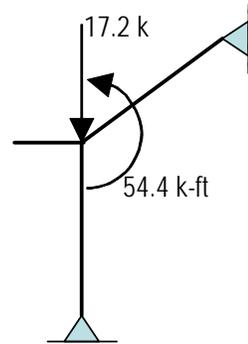
Load Case 1
 Self weight (0.15 k/ft)

PROGRAM NAME: SAP2000
 REVISION NO.: 0



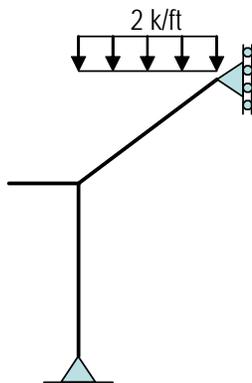
Load Case 2

Global uniform distributed load on frame element 3, plus concentrated load on joint 4



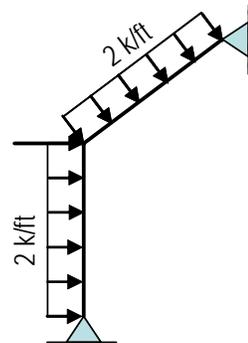
Load Case 3

Global joint force and joint moment at joint 2



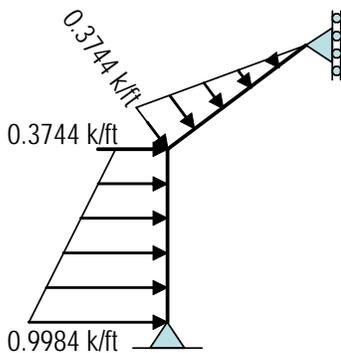
Load Case 4

Uniformly distributed projected load on frame element 2



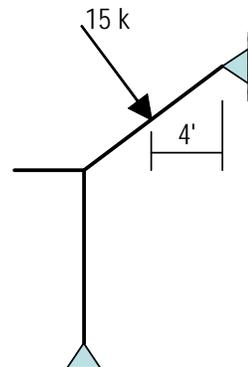
Load Case 5

Uniform distributed load on frame elements 1 and 2 in frame local direction



Load Case 6

Trapezoidal load on frame elements 1 and 2 in frame local direction



Load Case 7

Concentrated load on frame element 2 in frame local direction

TECHNICAL FEATURES OF SAP2000 TESTED

- Calculation and application of
 - Self load
 - Projected, uniformly distributed load
- Application of
 - Uniformly distributed load in global coordinates
 - Uniformly distributed load in frame object local coordinates
 - Trapezoidal and triangular distributed loads on frames
 - Joint moments and forces
- Static analysis of frames under all of these loading types

RESULTS COMPARISON

Independent results are hand calculated using the unit load method described on page 244 in Cook and Young 1985.

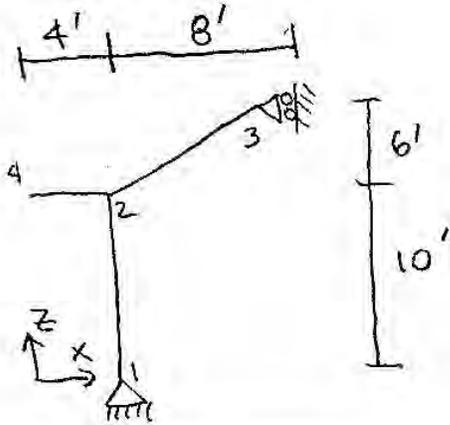
Load Case	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
1	U_z (jt. 3) (in)	-0.02639	-0.02639	0%
2	U_z (jt. 3) (in)	0.06296	0.06296	0%
3	U_z (jt. 3) (in)	0.06296	0.06296	0%
4	U_z (jt. 3) (in)	-0.29630	-0.29630	0%
5	U_x (jt. 2) (in)	0.31250	0.31250	0%
6	U_x (jt. 2) (in)	0.11556	0.11556	0%
7	U_x (jt. 2) (in)	0.00651	0.00651	0%

COMPUTER FILE: Example 1-001

CONCLUSION

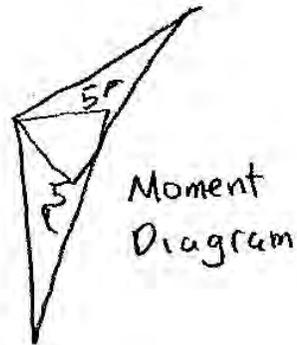
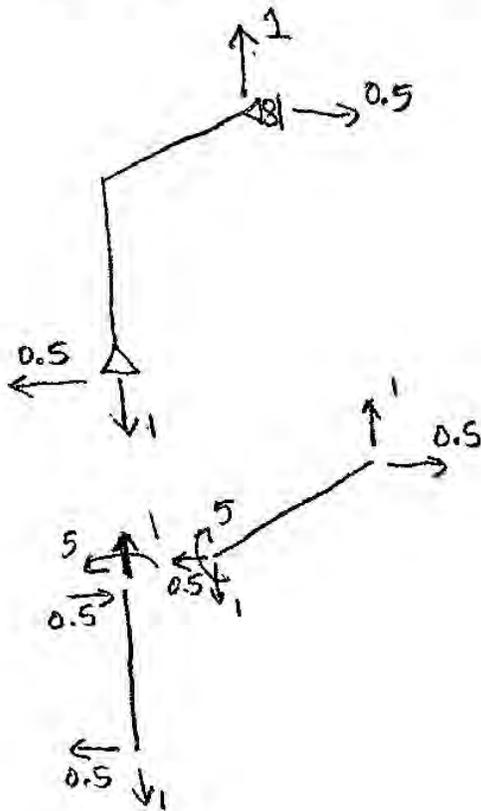
The SAP2000 results show an exact comparison with the independent results.

HAND CALCULATION

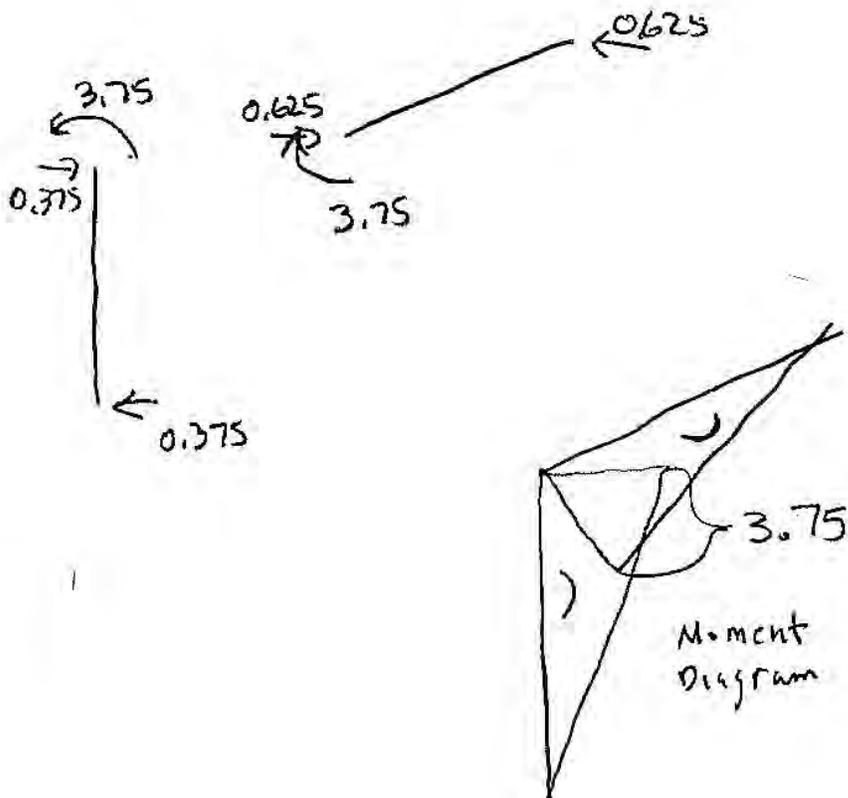
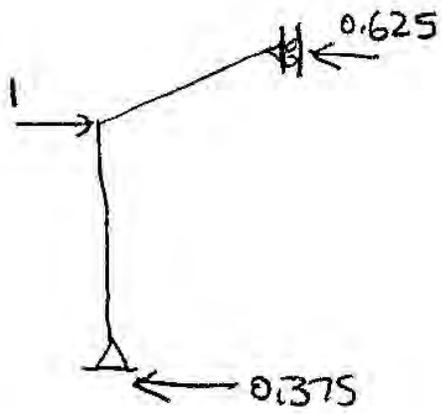


Evaluate using
 $\int \frac{Mm}{EI}$

Virtual Load at Joint 3 in z direction

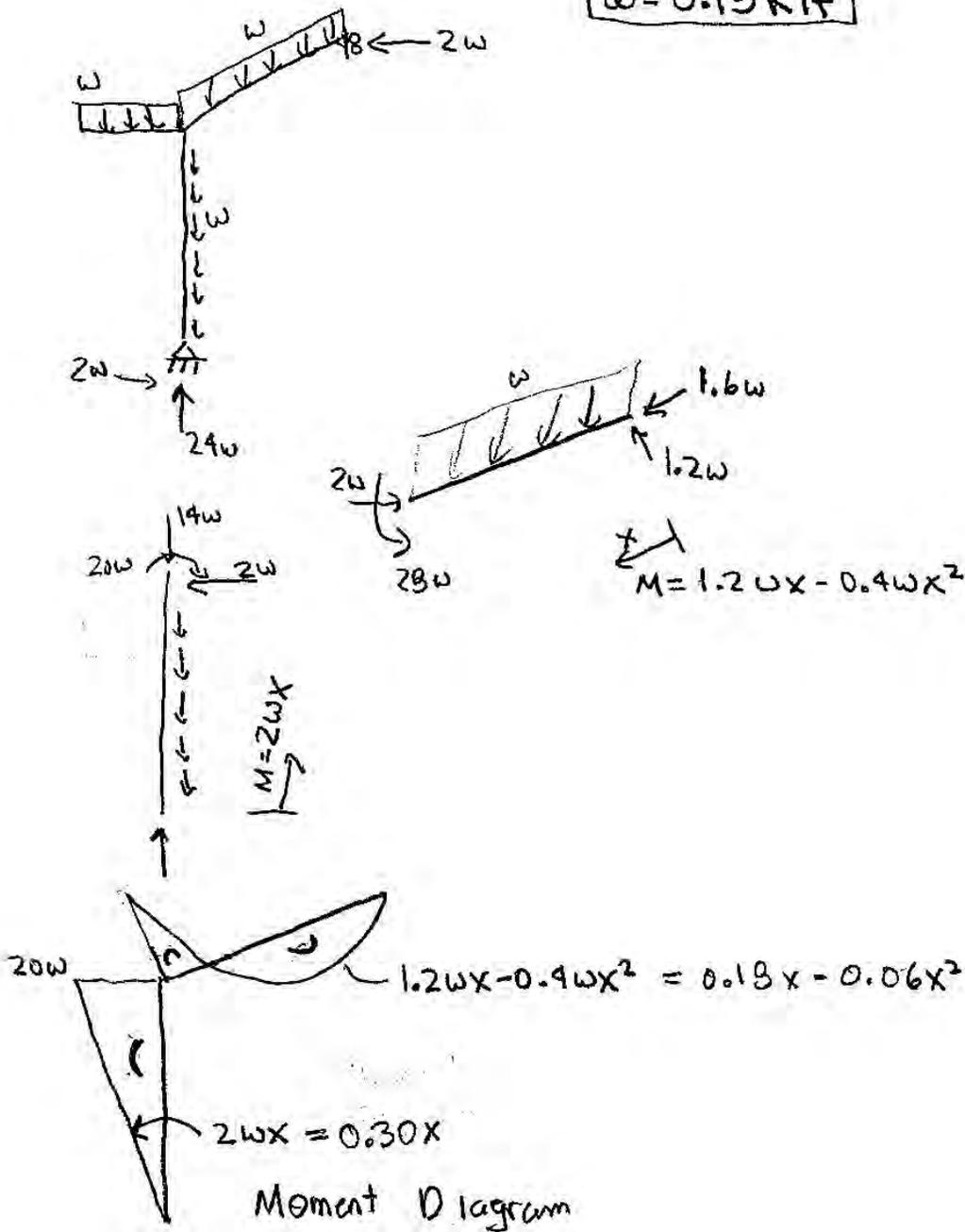


Virtual Load at Joint 2 in X Direction



Load Case 1

$w = 0.15 \text{ K/ft}$



Load Case 1

$$\Delta EI = \int_0^{10} 0.15x^2 dx + \int_0^{10} (0.09x^2 - 0.03x^3) dx$$

$$= \frac{-0.15x^3}{3} \Big|_0^{10} + \frac{0.09x^3}{3} \Big|_0^{10} - \frac{0.03x^4}{4} \Big|_0^{10}$$

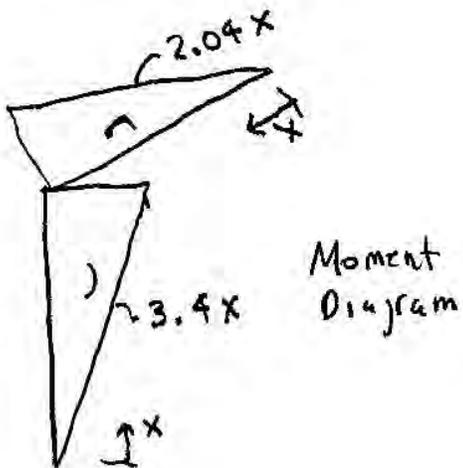
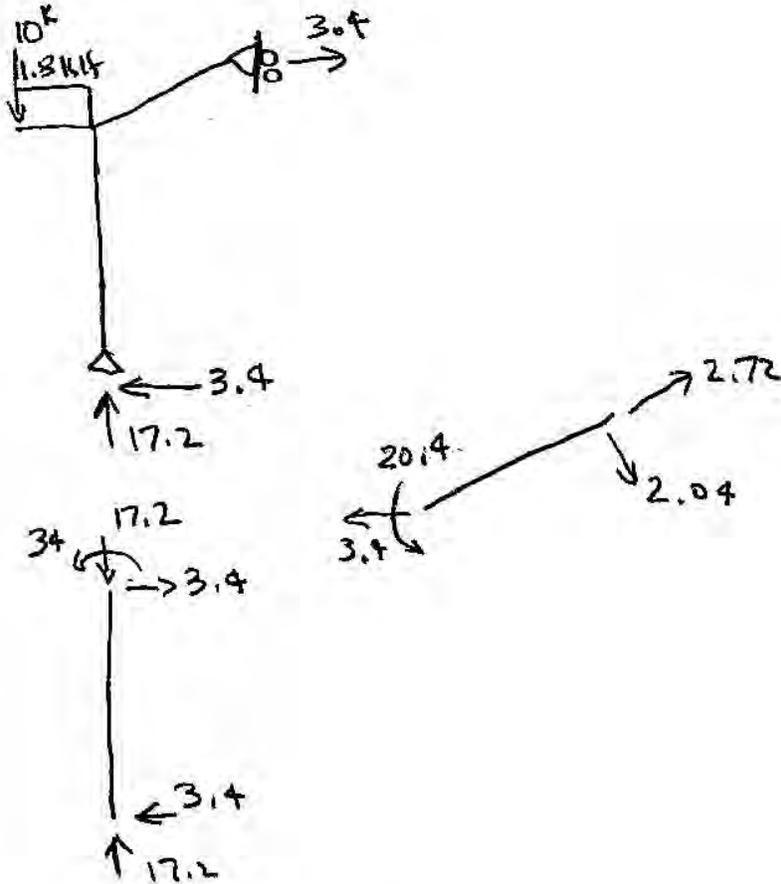
$$= -50 + 30 - 75$$

$$\Delta EI = -95 \text{ k-ft}^3$$

$$\Delta = \frac{-95}{EI} = (-95 \text{ k-ft}^3) \left(\frac{1 \text{ in}^2}{3600 \text{ k}} \right) \left(\frac{1}{1728 \text{ in}^4} \right) \left(\frac{1728 \text{ in}^3}{1 \text{ ft}^3} \right)$$

$$\Delta = -0.02639$$

Load Case 2



Load Case 2

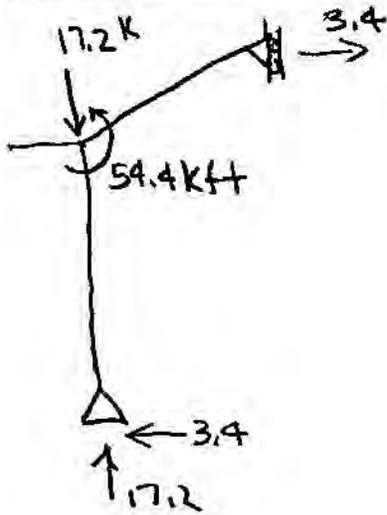
$$\begin{aligned} \Delta EI &= \int_0^{10} 1.7x^2 dx - \int_0^{10} 1.02x^2 dx \\ &= \left. \frac{1.7x^3}{3} \right|_0^{10} - \left. \frac{1.02x^3}{3} \right|_0^{10} \\ &= \frac{1700}{3} - \frac{1020}{3} \end{aligned}$$

$$\Delta EI = \frac{680}{3} \text{ K ft}^3$$

$$\Delta = \frac{680}{3EI} = \left(\frac{680 \text{ K ft}^3}{3} \right) \left(\frac{1 \text{ in}^2}{3600 \text{ K}} \right) \left(\frac{1}{1728 \text{ in}^4} \right) \left(\frac{1728 \text{ in}^3}{1 \text{ ft}^3} \right)$$

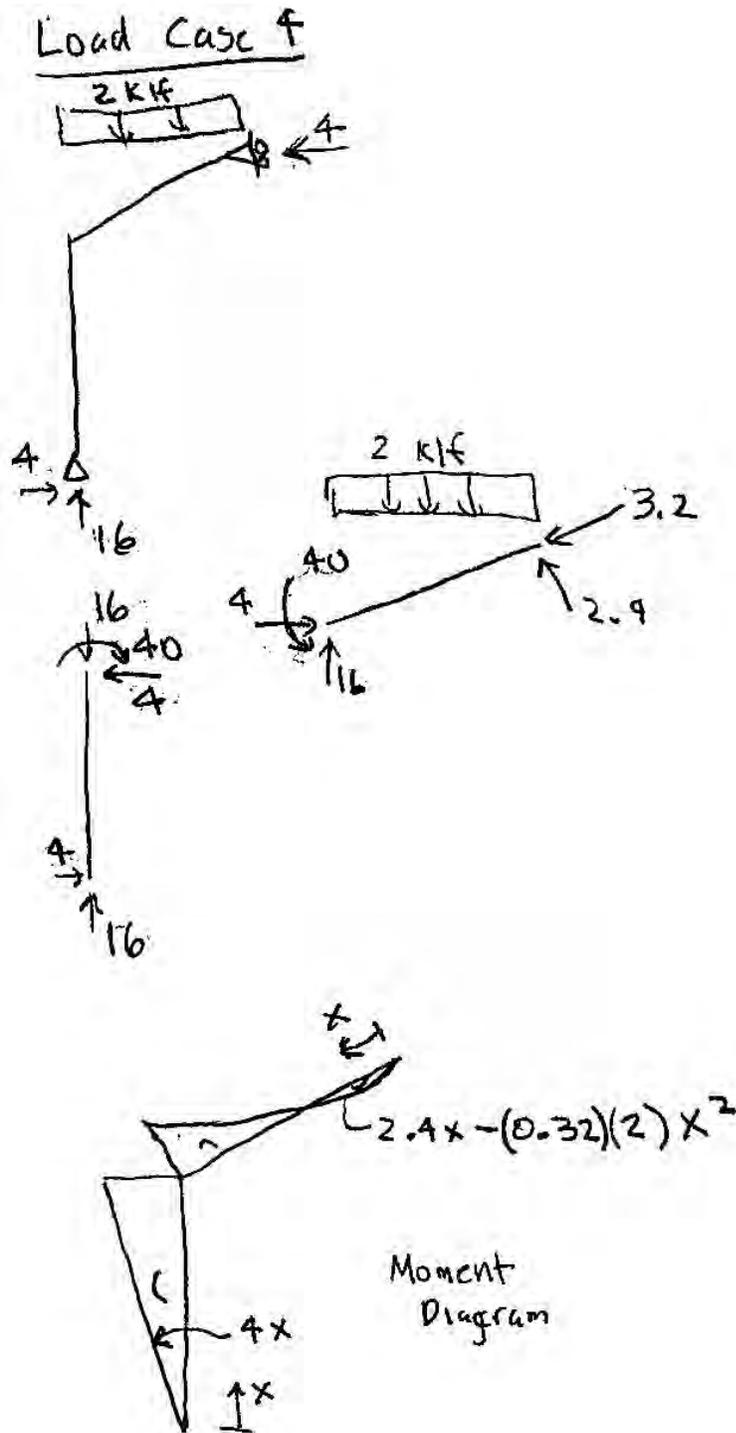
$$\Delta = 0.06296 \text{ in}$$

Load Case 3



Same as Load Case 2

$$\Delta = 0.06296 \text{ in}$$



Load Case 4

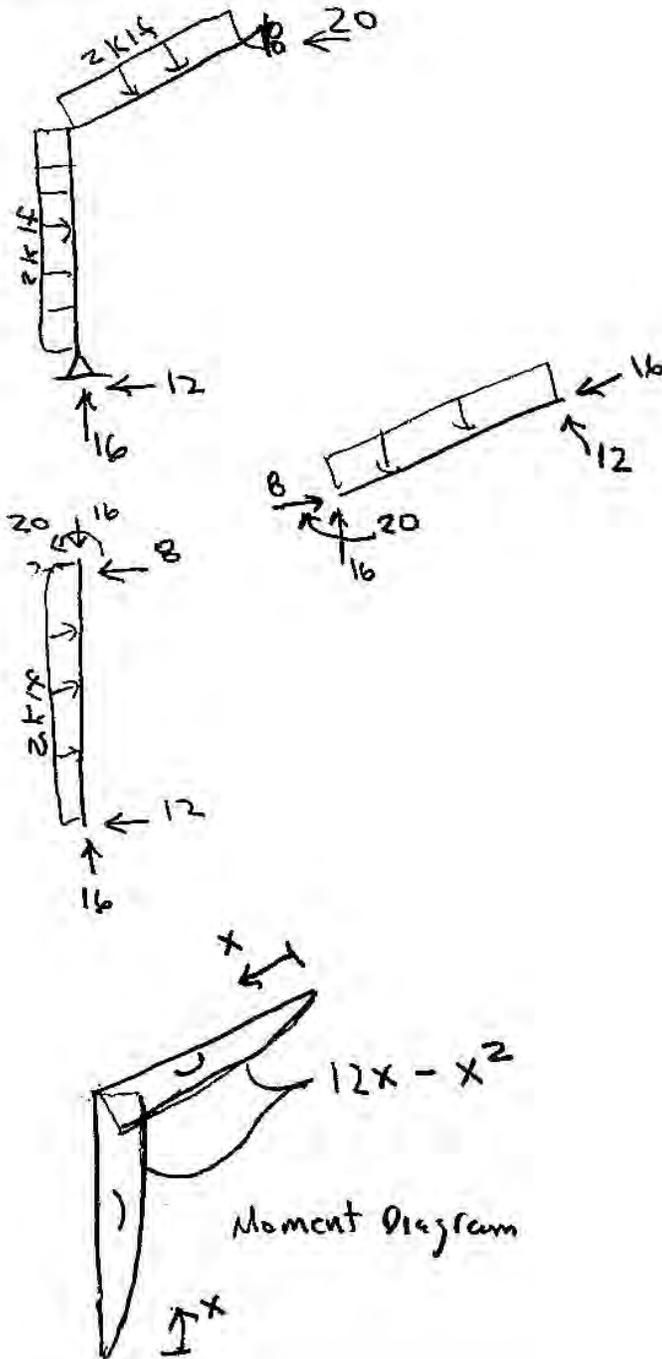
$$\begin{aligned}\Delta EI &= -\int_0^{10} 2x^2 dx + \int_0^{10} (1.2x^2 - 0.32x^3) \\ &= \left. \frac{-2x^3}{3} \right|_0^{10} + \left. \frac{1.2x^3}{3} \right|_0^{10} - \left. \frac{0.32x^4}{4} \right|_0^{10} \\ &= -\frac{2000}{3} + \frac{1200}{3} - \frac{3200}{4}\end{aligned}$$

$$\Delta EI = -\frac{3200}{3} \text{ kft}^3$$

$$\Delta = \frac{-3200}{3EI} = \left(\frac{-3200 \text{ kft}^3}{3} \right) \left(\frac{1 \text{ in}^2}{3600 \text{ k}} \right) \left(\frac{1}{1728 \text{ in}^4} \right) \left(\frac{1728 \text{ in}^3}{1 \text{ ft}^3} \right)$$

$$\Delta = -0.29630 \text{ in}$$

Load Case 5



Load Case 5

$$\Delta EI = 2 \times 0.375 \int_0^{10} (12x^2 - x^3) dx$$

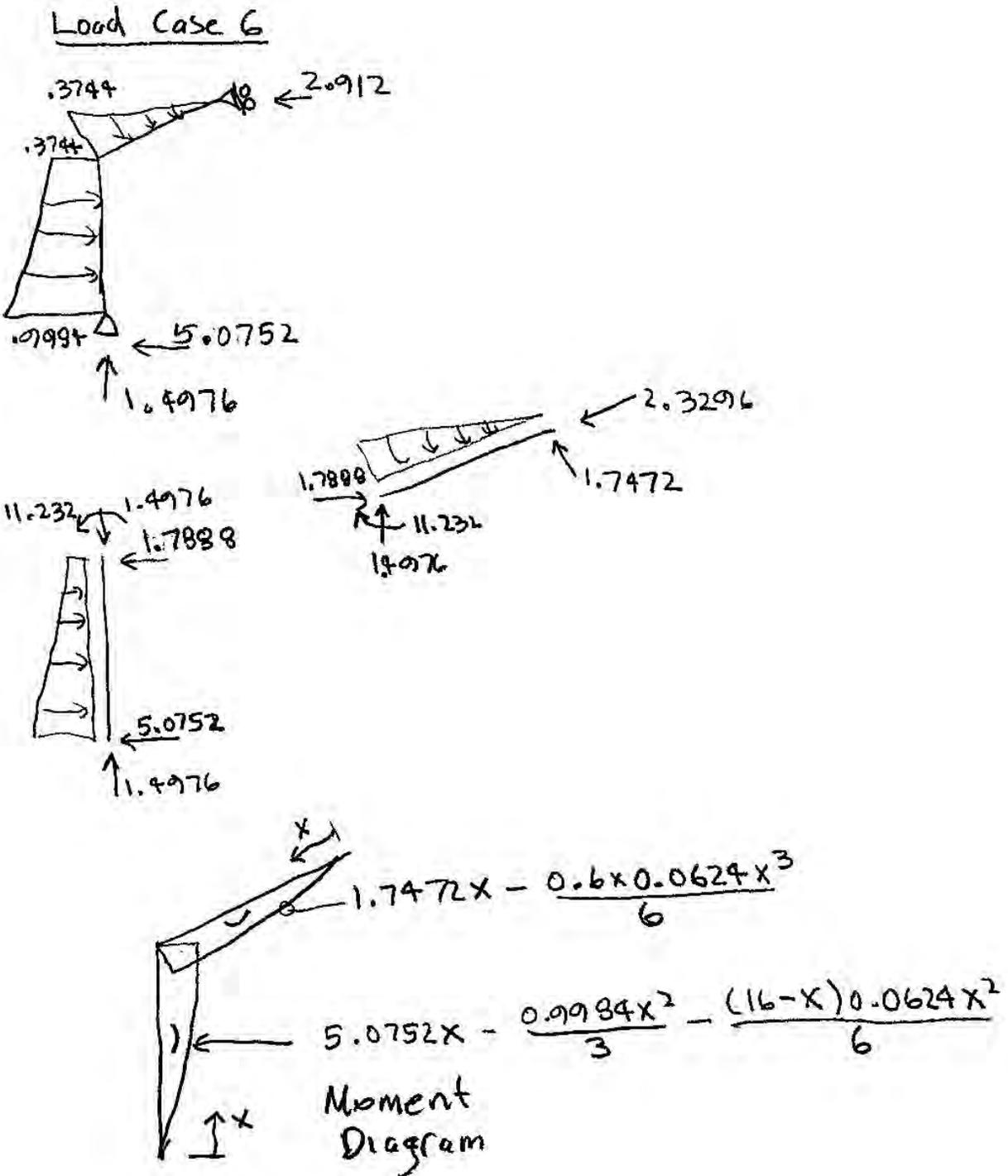
$$= 0.75 \left[\frac{12x^3}{3} \Big|_0^{10} - \frac{x^4}{4} \Big|_0^{10} \right]$$

$$= 0.75 [4000 - 2500]$$

$$\Delta EI = 1125 \text{ k-ft}^3$$

$$\Delta = \frac{1125}{EI} = \left(1125 \text{ k-ft}^3 \right) \left(\frac{1 \text{ in}^2}{3600 \text{ k}} \right) \left(\frac{1}{1728 \text{ in}^4} \right) \left(\frac{1728 \text{ in}^3}{1 \text{ ft}^3} \right)$$

$$\Delta = 0.31250 \text{ in}$$



Load Case 6

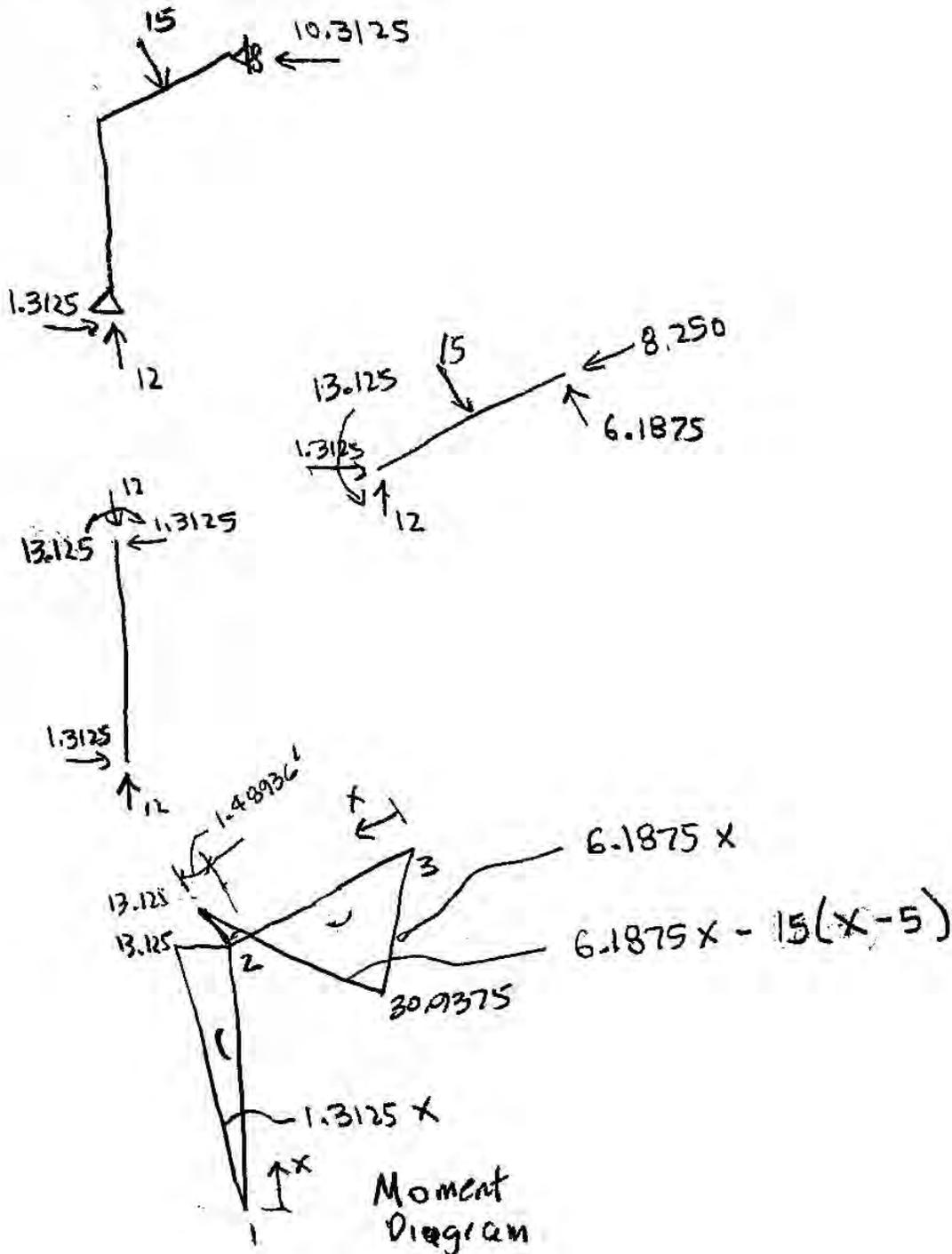
$$\begin{aligned} \Delta EI &= 0.375 \left[\int_0^{10} \left(1.7472x^2 - \frac{0.6 \times 0.0624x^4}{6} + 5.0752x^2 - \frac{0.9784x^3}{3} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{(16-x)0.0624x^3}{6} \right) dx \right] \\ &= 0.375 \left[\left(\frac{6.8224x^3}{3} - \frac{2.09752x^4}{24} + \frac{0.02496x^5}{30} \right) \Big|_0^{10} \right] \\ &= 0.375 \left[\frac{6822.4}{3} - \frac{29752}{24} + \frac{2496}{30} \right] \end{aligned}$$

$$\Delta EI = 416 \text{ K-ft}^3$$

$$\Delta = \frac{416}{EI} = \left(416 \text{ K-ft}^3 \right) \left(\frac{1 \text{ in}^2}{3600 \text{ K}} \right) \left(\frac{1}{1728 \text{ in}^4} \right) \left(\frac{1728 \text{ in}^3}{1 \text{ ft}^3} \right)$$

$$\Delta = 0.11556 \text{ in}$$

Load Case 7



Load Case 7

$$\Delta EI = 0.375 \left[-\int_0^{10} 1.3125x^2 dx + \int_0^5 6.1875x^2 dx \right. \\ \left. + \int_5^{10} (-8.8125x^2 + 75x) dx \right]$$

$$\Delta EI = 0.375 \left[-\frac{1.3125x^3}{3} \Big|_0^{10} + \frac{6.1875x^3}{3} \Big|_0^5 \right. \\ \left. + \frac{-8.8125x^3}{3} \Big|_5^{10} + \frac{75x^2}{2} \Big|_5^{10} \right]$$

$$\Delta EI = 0.375 \left[\frac{-1312.5}{3} + \frac{773.4375}{3} - \frac{8812.5}{3} \right. \\ \left. + \frac{1101.5625}{3} + 3750 - 937.5 \right]$$

$$\Delta EI = 0.375(62.5)$$

$$\Delta EI = 23.4375 \text{ K ft}^3$$

$$\Delta = \frac{23.4375}{EI} = \left(23.4375 \text{ K ft}^3 \right) \left(\frac{1 \text{ in}^2}{3600 \text{ K}} \right) \left(\frac{1}{1728 \text{ in}^4} \right) \left(\frac{1728 \text{ in}^3}{1 \text{ ft}^3} \right)$$

$$\Delta = 0.00651 \text{ in}$$

EXAMPLE 2-001

SHELL – PATCH TEST WITH PRESCRIBED DISPLACEMENTS

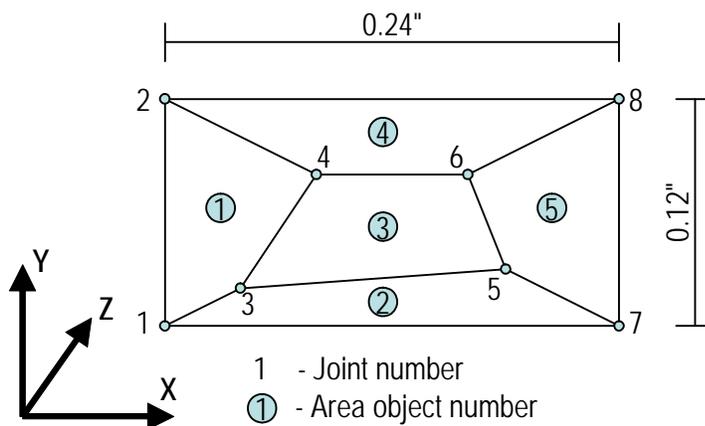
PROBLEM DESCRIPTION

In this example a rectangular plate with irregularly shaped elements is subjected to prescribed displacements at the edges that theoretically impose a constant stress field over the model. The geometry, properties and loading are as described in MacNeal and Harder 1985. The membrane and plate bending stress components resulting from the prescribed displacements are compared with hand calculated results.

Joints 1, 2, 7 and 8 are restrained for translation in the X, Y and Z directions and for rotation about the X and Y axes. No joint restraint is specified about the Z axis. The prescribed displacements are applied to the restrained degrees of freedom of those joints.

The shell section is modeled using full shell behavior; that is, both membrane and plate bending behavior. Separate models are used to test the thin-plate and thick-plate options. Because the model is flat, that is, all in one plane, there is no coupling between the membrane and the plate bending behavior.

GEOMETRY AND PROPERTIES



Joint Coordinates (inches)			
Joint	X	Y	Z
1	0	0	0
2	0	0.12	0
3	0.04	0.02	0
4	0.08	0.08	0
5	0.18	0.03	0
6	0.16	0.08	0
7	0.24	0	0
8	0.24	0.12	0

Material Properties

$E = 1,000,000 \text{ lb/in}^2$
 $\nu = 0.25$

Section Properties

Thickness = 0.001 in

Load Cases

1 - Membrane: U_x and U_y
 2 - Plate Bending: U_z , R_x and R_y

LOADING

Separate load cases are provided to test membrane behavior and plate bending behavior.

Membrane Behavior

The loading for membrane behavior is provided in the form of prescribed edge displacements U_x and U_y , which are imposed on joints 1, 2, 7 and 8. Those displacements are defined by the following equations.

$$U_x = \frac{x + \frac{y}{2}}{1000}, \quad U_y = \frac{y + \frac{x}{2}}{1000}$$

The following table shows the applied displacements calculated from the preceding equations for each of the edge joints. These displacements are applied in a load case named Membrane.

Joint	X (in)	Y (in)	U_x (in)	U_y (in)
1	0	0	0	0
2	0	0.12	0.00006	0.00012
7	0.24	0	0.00024	0.00012
8	0.24	0.12	0.00030	0.00024

Plate Bending Behavior

The loading for plate bending behavior is provided in the form of prescribed edge displacements U_z , R_x and R_y , which are imposed on joints 1, 2, 7 and 8. Those displacements and rotations are defined by the following equations.

$$U_z = \frac{x^2 + xy + y^2}{2000}, \quad R_x = \frac{y + \frac{x}{2}}{1000}, \quad R_y = \frac{-x - \frac{y}{2}}{1000}$$

The following table shows the applied displacements calculated from the preceding equations for each of the edge joints. These displacements and rotations are applied in a load case named PIBend.

Joint	X (in)	Y (in)	U _z (in)	R _x (rad)	R _y (rad)
1	0	0	0	0	0
2	0	0.12	0.0000072	0.00012	-0.00006
7	0.24	0	0.0000288	0.00012	-0.00024
8	0.24	0.12	0.0000504	0.00024	-0.00030

TECHNICAL FEATURES OF SAP2000 TESTED

- Membrane analysis using shell elements
- Plate bending analysis using shell elements
 - Thin-plate option
 - Thick-plate option
- Joint displacement loading

RESULTS COMPARISON

The independent membrane results are based on Equation 2 on page 6 in Timoshenko and Goodier 1951. The independent plate bending results are based on Equation 3 on page 5 and Equations 101 and 102 on page 81 of Timoshenko and Woinowsky-Krieger 1959. Additional independent results are published in MacNeal and Harder 1985.

Thin Plate Option

Load Case	Stress Component	SAP2000	Independent	Percent Difference
Membrane	σ_{xx} lb/in ²	1333	1333	0%
	σ_{yy} lb/in ²	1333	1333	0%
	σ_{xy} lb/in ²	400	400	0%
PlBend	M_{xx} lb-in/in	1.111E-07	1.111E-07	0%
	M_{yy} lb-in/in	1.111E-07	1.111E-07	0%
	M_{xy} lb-in/in	3.333E-08	3.333E-08	0%

Thick Plate Option

Load Case	Stress Component	SAP2000	Independent	Percent Difference
Membrane	σ_{xx} lb/in ²	1333	1333	0%
	σ_{yy} lb/in ²	1333	1333	0%
	σ_{xy} lb/in ²	400	400	0%
PlBend	M_{xx} lb-in/in	1.111E-07	1.111E-07	0%
	M_{yy} lb-in/in	1.111E-07	1.111E-07	0%
	M_{xy} lb-in/in	0.333E-07	0.333E-07	0%

COMPUTER FILES: Example 2-001-thick, Example 2-001-thin

CONCLUSION

The SAP2000 results show an exact comparison with the independent results for both the thin plate option and the thick plate option.

HAND CALCULATION

Membrane Behavior

From Timoshenko & Goodier 1951, page 6

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

From Cook & Young 1985, page 9

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu\epsilon_y); \quad \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu\epsilon_x)$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy}$$

$$u = 10^{-3} (x + y/2) \text{ in}$$

$$v = 10^{-3} (y + x/2) \text{ in}$$

$$E = 1E06 \text{ psi}$$

$$\nu = 0.25$$

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \underline{\underline{10^{-3} \text{ in/in}}}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \underline{\underline{10^{-3} \text{ in/in}}}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{10^{-3}}{2} + \frac{10^{-3}}{2} = \underline{\underline{10^{-3} \text{ in/in}}}$$

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu\epsilon_y) = \frac{1E06}{1-0.25^2} (10^{-3} + 0.25(10^{-3}))$$

$$\sigma_x = \underline{\underline{1333.33 \text{ psi}}}$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) = \frac{1E06}{1-0.25^2} (10^{-3} + 0.25(10^{-3}))$$

$$\sigma_y = \underline{\underline{1333.33 \text{ psi}}}$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} = \frac{1E06}{2.5} (10^{-3}) = \underline{\underline{400 \text{ psi}}}$$

Plate Bending Behavior

From Timoshenko & Woinowsky-Krieger 1959
 equation 3 on page 5 and equations
 101 and 102 on page 81

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$M_x = D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$M_{xy} = D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$E = 1E06 \text{ psi}$$

$$t = 0.001 \text{ in}$$

$$\nu = 0.25$$

$$w = 10^{-3} (x^2 + xy + y^2) / 2$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{10^6 (0.001)^3}{12(1-0.25^2)} = \frac{0.001}{11.25} = \frac{1}{11250}$$

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{10^{-3}}{2} (2x + y)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 10^{-3}$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} = \frac{10^{-3}}{2} (x + 2y)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 10^{-3}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) = \frac{10^{-3}}{2}$$

$$M_x = D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = \frac{1}{11250} \left(10^{-3} + 0.25(10^{-3}) \right) = \underline{\underline{1.1111E-07}}$$

$$M_y = D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = \frac{1}{11250} \left(10^{-3} + 0.25(10^{-3}) \right) = \underline{\underline{1.1111E-07}}$$

$$M_{xy} = D(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) = \frac{1}{11250} (1-0.25) \left(\frac{10^{-3}}{2} \right) = \underline{\underline{3.3333E-08}}$$