



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



CITTÀ DI
CARPI

SETTORE S4 - PIANIFICAZIONE E SOSTENIBILITA' URBANA EDILIZIA PRIVATA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)
Finanziato dall'Unione Europea NextGenerationEU
**Missione M5 - Componente C2 - Misura Investimenti in progetti
di rigenerazione urbana, volti a ridurre situazioni di emarginazione
e degrado sociale - Investimento 2.1**

Progetto n.75 / 22:
**"RIGENERAZIONE AREA FERROVIARIA
EX CONSORZIO AGRARIO: SOTTOPASSO CICLOPEDONALE
STAZIONE FERROVIARIA" - ID 8930**
CUI: S00184280360202200060 - CUP: C94E21000160001

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

progettista

fabio ferrini ingegnere
via ciro menotti 43
41121 modena (mo)
tel. 059.7274501
fax. 059.5960161
fabioferrini@ferriningegneria.com
fabio.ferrini@ingpec.eu

responsabile unico del procedimento

calogero filippello ingegnere
via peruzzi 2
41012 carpi (mo)
tel. 059.6469158
calogero.filippello@comune.carpi.mo.it
lavori.pubblici@pec.comune.carpi.mo.it

elaborato C1

**RELAZIONE GEOTECNICA
PENSILINA SOTTOPASSO**

data	I° revisione	II° revisione	scala
giugno 2023			

SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	3
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	4
2.1.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	4
2.2.	SOFTWARE UTILIZZATI.....	5
3.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	6
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI delle STRUTTURE DI FONDAZIONE	10
4.1.	CALCESTRUZZO per STRUTTURE DI FONDAZIONE	10
4.2.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO – Armatura Platee.....	10
4.3.	MICROPALI	10
4.3.1.	MALTE E MISCELE CEMENTIZIE	10
4.3.2.	ARMATURE TUBOLARI.....	11
5.	INQUADRAMENTO SISMICO.....	12
6.	MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	14
7.	VARAIBILITÀ SPAZIALE DEL MOTO.....	17
8.	CRITERI DI VERIFICA DEI MICROPALI.....	19
8.1.	AZIONI DI CALCOLO.....	19
8.2.	MODELLAZIONE DI CALCOLO	19
8.3.	VERIFICA DELLA PALIFICATA	20
8.3.1.	CAPACITA' PORTANTE A CARICHI ASSIALI DEI MICROPALI DI FONDAZIONE	20
8.3.2.	DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI MICROPALI.....	21
8.3.3.	RESISTENZA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	28
8.3.4.	CAPACITÀ PORTANTE ALLO SFILAMENTO DEI MICROPALI IN TRAZIONE	30
8.3.5.	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MICROPALI.....	31
8.3.6.	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI FONDALI	40
9.	VERIFICA PLATEE.....	41

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (**NTC 2018 – D.M. 17.01.2018**) e alle disposizioni di cui all'art. 93, commi 3,4 e 5 del Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 (**D.P.R. 380/2001**). I capitoli della relazione di calcolo, la documentazione tecnica e gli elaborati grafici costituenti il progetto strutturale sono stati organizzati secondo quanto indicato all'**Allegato B** della Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna n. 1373 del 26.09.2011 (**D.G.R. 1373/2011**) e ss.mm.ii.– Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico.

La presente **relazione geotecnica** relativa al progetto per la realizzazione di un'ampia struttura metallica, avente funzione di tettoia di copertura del sottostante sottopasso di attraversamento ciclopedonale, di recente realizzazione, per il collegamento dell'area Oltre ferrovia dove è in corso di realizzazione il Nuovo Polo Universitario di Carpi con la Stazione dei treni. Il presente progetto strutturale è parte del Progetto nr.75/22 "Rigenerazione Area Ferroviaria Ex Consorzio Agrario: sottopasso ciclopedonale stazione ferroviaria" ID 8930, progetto rientrante nell'ambito del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR).

La presente relazione riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e la valutazione dell'interazione opere/terreno ai fini del dimensionamento delle relative strutture di fondazione.

L'ubicazione, la descrizione, il rilievo fotografico, la relazione geologica e le risultanze delle indagini geognostiche espletate, timbrate e firmate dalla società esecutrice GEO GROUP Srl, vengono restituite come elaborato a parte e ad esse si è fatto riferimento per la caratterizzazione geologica del terreno su cui sorge il manufatto oggetto di intervento.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

La normativa italiana cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- D.M. del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»"
- Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- D.M. del 14 Gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- Ordinanza n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003"
- D.M. del 16 Gennaio 1996. "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»".
- D.M. del 16 Gennaio 1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- D.M. del 9 Gennaio 1996. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. del 14 Febbraio 1992. "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. del 3 Ottobre 1978. "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- D.M. del 3 Marzo 1975. "Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- D.M. del 3 Marzo 1975. "Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)
- D.G.R. Emilia-Romagna n.1373 del 26 Settembre 2011. "Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente la riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità degli stessi ai sensi della L.R. 19/2008".

Eurocodici di riferimento:

- UNI EN 1993-1-1: 2005 "Eurocodice 3, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1993-1-2: 2005 "Eurocodice 3, parte 1-2 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Progettazione della resistenza all'incendio".
- UNI EN 1993-1-3: 2007 "Eurocodice 3, parte 1-3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo".
- UNI ENV 1993-1-4: 2007 "Eurocodice 3, parte 1-4 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Criteri supplementari per acciai inossidabili". Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle norme tecniche del 2018.

2.1. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Al fine di definire le caratteristiche Per il progetto dell'opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geologica di progetto a firma del Dott. Geol. Pierluigi Dallari della società GEO GROUP S.r.l., allegata al progetto
- Elaborati grafici

2.2. SOFTWARE UTILIZZATI

Per il calcolo delle opere in esame sono stati utilizzati:

Software di calcolo agli elementi finiti – Utilizzato in particolare per le verifiche di resistenza delle strutture di fondazione:

- Platea su micropali

ENEXSYS.
Engineering Expert Systems

WinStrand - InForma

copyright En.Ex.Sys. S.r.l.

Via Tizzano 46/2 Casalecchio di Reno (Bo) Italia

Tel +39 051 576505 Fax +39 051 576006

www.enexsys.com

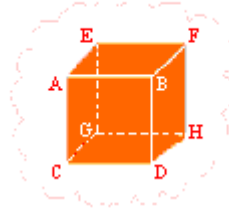
Sistema Operativo

Microsoft Windows NT

6.2 (Build: 9200)

Memoria Disponibile: 2047 MB

Spazio Libero Disco: 2916 MB Liberi su C:



Codici di calcolo interni (codici di calcolo in Excel messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni) che gestiscono le combinazioni di carico e le verifiche di dimensionamento e controllo degli elementi che compongono la struttura.

3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La costruzione in progetto è una tettoia a doppia falda asimmetrica avente funzione di copertura del nuovo sottopasso di attraversamento ciclopedonale (in corso di completamento ad opera di R.F.I. S.p.A.) di collegamento tra la Stazione dei treni di Carpi e l'area denominata "Oltreferrovia"; il manufatto copre, in proiezione, una superficie di circa 404mq. complessiva.

La struttura metallica intelaiata è costituita da nove telai metallici, elementi strutturali principali di luce pari a circa 23.75m (misurata dall'asse dei vincoli d'incastro) incastrati alla base, posti a distanza di 1.72m l'uno dall'altro (sempre da asse ad asse) e reciprocamente collegati da controventi ed arcarecci metallici anch'essi realizzati con profili tubolari cavi (come gli elementi principali). La tettoia ha dimensioni tali da coprire interamente l'attraversamento ciclopedonale sottostante.

La struttura portante della tettoia è realizzata a telaio spaziale in carpenteria metallica con copertura leggera in pannelli sandwich alternati a lastre in policarbonato trasparenti per lasciare filtrare la luce naturale.

L'organizzazione strutturale è la seguente:

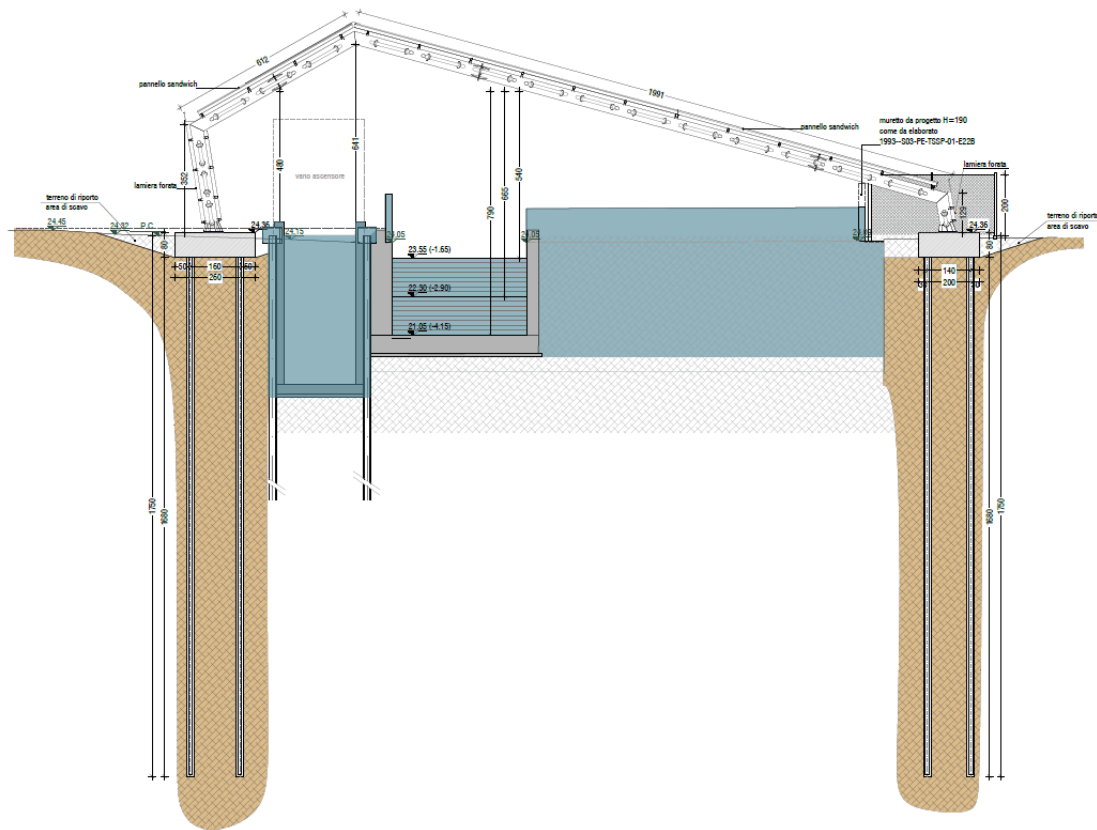
- Struttura portante principale: telai realizzati con profili metallici circolari cavi di sezione $\varnothing 406.4$ e spessore 7.1mm in acciaio S355, posti ad interasse pari a 172.5cm. I telai costituiti dall'accoppiamento dei profili circolari cavi saranno realizzati in pezzi di dimensione idonea per evitare la necessità di trasporti eccezionali, uniti in opera mediante collegamenti flangiati imbullonati;
- Struttura portante secondaria: arcarecci di copertura realizzati con profili metallici tubolari cavi di sezione rettangolare 50x90 di spessore 3.2mm in acciaio S355, posti reciprocamente ad interasse pari a 172.5cm. Gli arcarecci saranno collegati alla struttura principale mediante bullonatura in opera a piatti saldati ai profili circolari cavi costituenti la struttura principale;
- Struttura di controventamento: realizzata con profili metallici circolari cavi di sezione $\varnothing 101.6$ di spessore 4.0mm in acciaio S355, posti nelle campate di estremità e nelle due campate centrali della tettoia metallica. I profili metallici di controventamento saranno collegati in opera ai telai principali, mediante collegamenti flangiati imbullonati a monconi (di medesima sezione) saldati in officina ai tubolari circolari cavi della struttura principale;
- Struttura di baraccatura: elementi realizzati con profili metallici tubolari cavi di sezione rettangolare 50x90 di spessore 3.2mm in acciaio S355, posti sia a filo esterno che a filo interno (per impedire la scalabilità) delle colonne inclinate del telaio fronte Nord. Tali profili saranno collegati mediante bullonatura in opera a piatti saldati ai profili circolari cavi costituenti la struttura principale. Sul fronte Sud la struttura di baraccatura sarà posta solo a filo esterno dei profili circolari cavi delle colonne inclinate;
- Copertura opaca: realizzata in pannelli sandwich a doppio rivestimento metallico coibentato in poliuretano. La lamiera esterna sarà grecata mentre quella interna sarà piana; i pannelli verranno vincolati agli arcarecci metallici mediante fissaggi con cappellotti metallici e guarnizioni;
- Copertura trasparente (lucernari): realizzata con lastre grecate in policarbonato alveolare estruso complete di reti anticaduta interne preassemblate. Il sistema trasparente è completato da lastre modulari in policarbonato alveolare sottostanti alle lastre in policarbonato grecate, poste allo stesso livello della lamiera interna dei pannelli sandwich per schermare la rete anticaduta. Anche le lastre grecate in policarbonato verranno vincolate agli arcarecci metallici (spessorati per arrivare alla quota necessaria) mediante fissaggi con cappellotti metallici e guarnizioni;
- Chiusure: i fronti Nord e Sud, saranno chiusi da pannelli di lastre microforate ancorate alle strutture di baraccatura (doppia lamiera microforata sul fronte Nord, singola sul fronte Sud). I fronti Est ed Ovest saranno aperti, senza elementi di chiusura.

Per quanto concerne le strutture di fondazione, il progetto prevede la realizzazione di fondazioni profonde a platea su micropali (trivellati fino a 17.5m dal piano campagna), poste a Nord e a Sud del sottopasso, in corrispondenza degli appoggi dei telai metallici costituenti il sistema strutturale principale della tettoia.

La scelta di questa tipologia di strutture di fondazione è stata principalmente determinata dalla presenza del manufatto realizzato da RFI costituente attraversamento ciclopedonale in cemento armato, per la cui realizzazione è stato eseguito un sistema di berlinesi a sostegno degli scavi previsti per la realizzazione del sottopasso.

Il sistema di fondazione della tettoia è posto ad una distanza sufficiente a non interferire con le berlinesi esistenti (così da non recare reciproco disturbo) e da costituire fondazione indipendente rispetto a quella del manufatto di RFI (struttura realizzata e dimensionata antecedentemente alla realizzazione del presente progetto).

SEZIONE A-A'



SEZIONE B-B'

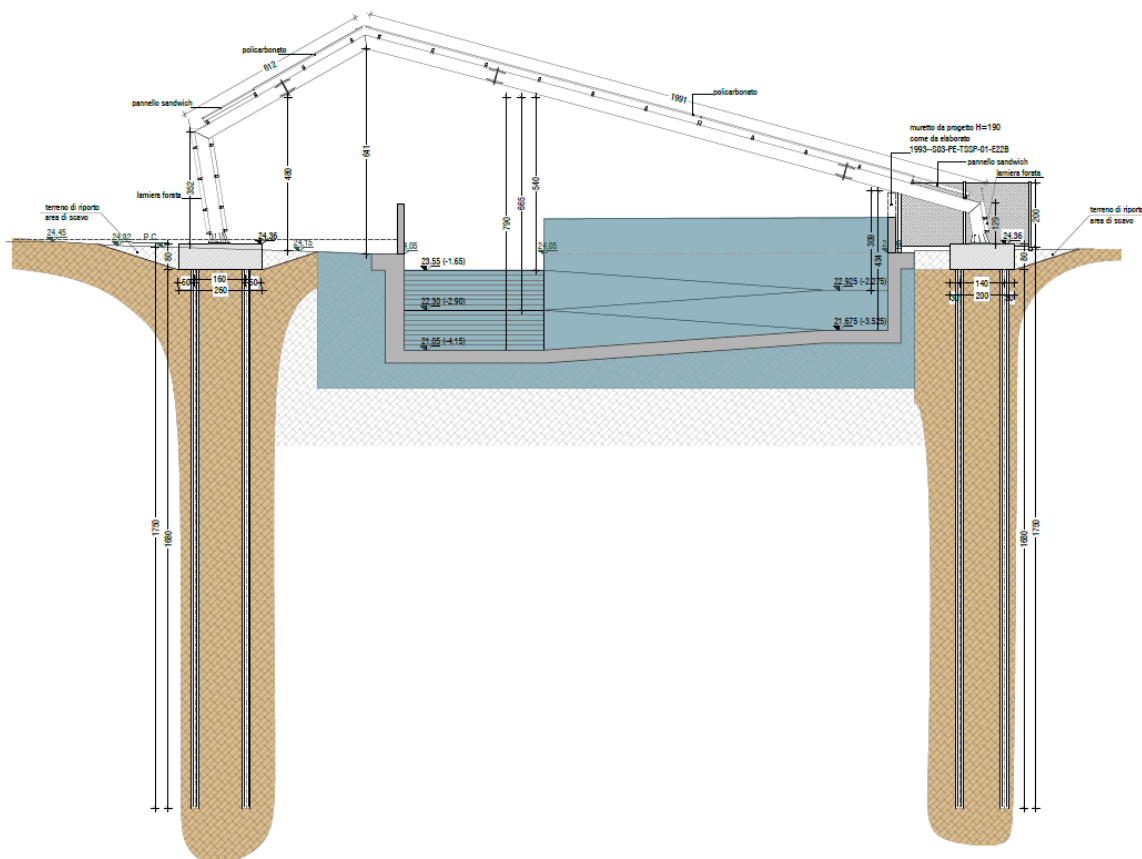


FIG.1_Sezione longitudinale della Tettoia metallica con identificaione del sottopasso esistente e delle strutture di fondazione profonda in progetto

Le due platee di fondazione poste in corrispondenza degli appoggi Sud e Nord della tettoia, sono state inoltre progettate in modo da incidere sul solo Mappale di proprietà del Comune di Carpi (FG.123 – Mapp.133) intercluso tra aree di proprietà della Fondazione Cassa di Risparmio di Carpi e di Rete Ferroviaria Italiana S.p.A.; situazione costituente vincolo di progetto.

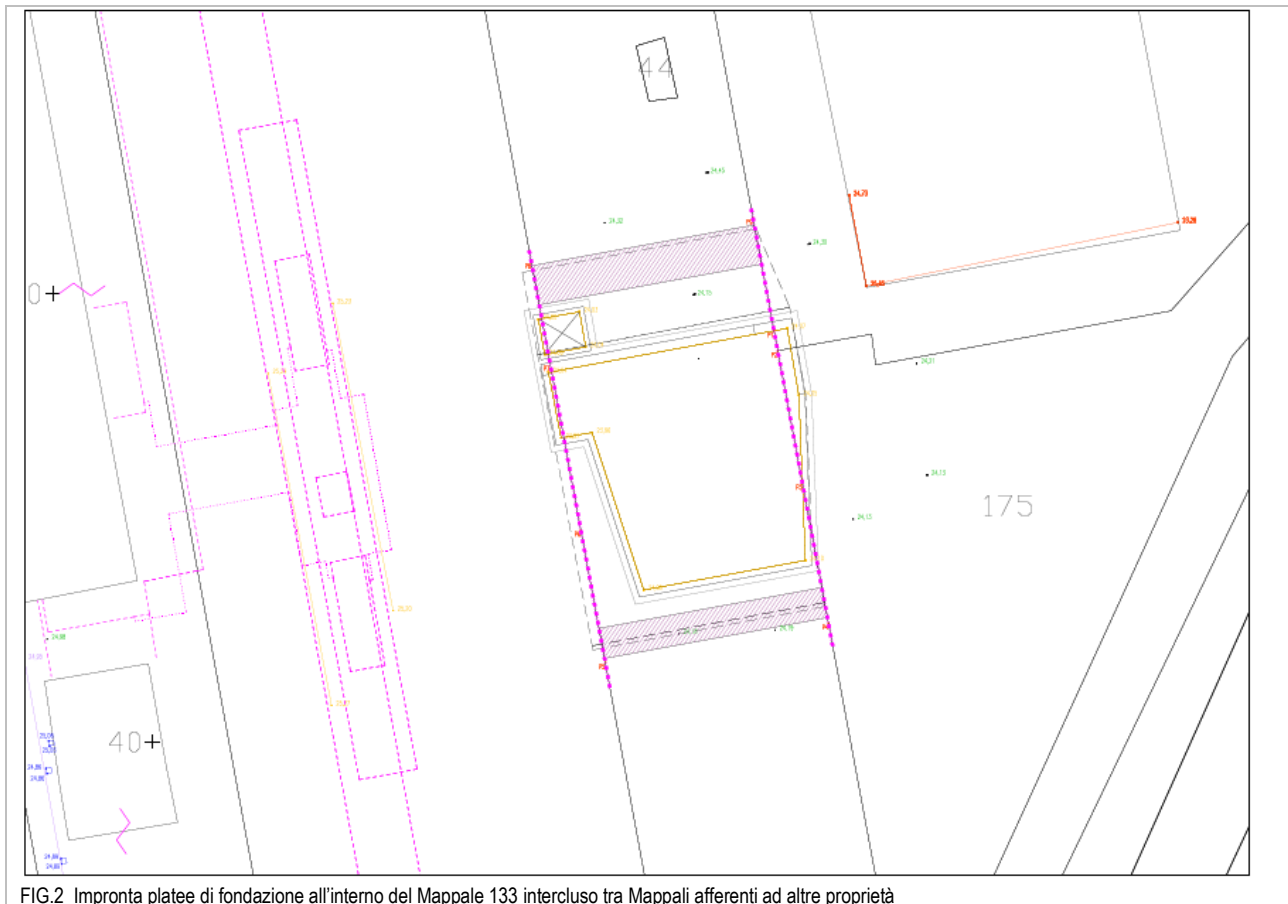


FIG.2_Impronta platee di fondazione all'interno del Mappale 133 intercluso tra Mappali afferenti ad altre proprietà

I micropali trivellati aventi diametro pari a 250 mm sono costituiti con fusto di malta di cemento gettata in opera, con armatura realizzata con profili tubolari circolari cavi di acciaio riempiti a pressione controllata.

Lo scavo per la costruzione dei pali trivellati verrà eseguito asportando il terreno corrispondente al volume del fusto del palo. Il sostegno delle pareti dello scavo, in dipendenza della natura del terreno e delle altre condizioni cui la esecuzione dei pali può essere soggetta, sarà assicurato con l'ausilio dei fanghi bentonitici in quiete nel cavo od in circolazione tra il cavo ed una apparecchiatura di separazione dei detriti.

Per la realizzazione delle perforazioni è prevista la seguente modalità:

- lo scavo verrà eseguito con l'ausilio di fango bentonitico per evacuare i detriti e per il sostegno provvisorio delle pareti;
- I fanghi di bentonite da impiegare nello scavo dovranno essere costituiti di una miscela di bentonite attivata;
- Eseguito lo scavo e posta in opera l'armatura metallica interessante il concio, opportunamente sostenuta e mantenuta in posizione durante il getto, sarà effettuato il getto del conglomerato cementizio con l'ausilio di opportuna prolunga o tubo di getto provocando il rifluimento in superficie dei fanghi bentonitici senza soluzione di continuità il getto stesso;
- Si eseguiranno i getti dei calcestruzzi eseguiti i controlli di profondità degli scavi
- L'esecuzione del getto del conglomerato cementizio sarà effettuata con impiego del tubo di convogliamento, munito di imbuto di caricamento;
- Le armature metalliche, provviste di opportuni dispositivi distanziatori e centratori atti a garantire una adeguata copertura di conglomerato cementizio sui ferri (pari ad almeno 3cm) saranno estese a tutta la lunghezza del micropalo;
- I tubi d'armatura saranno dotati di valvole per l'iniezione, costituite da manicotti di gomma di spessore minimo 3.5 mm, aderenti al tubo.

I micropali così realizzati saranno disposti a coppie (in corrispondenza di ogni vincolo di base dei telai metallici) e saranno spinti ad una profondità di circa 17.50m da piano campagna.

I micropali della fondazione Nord sono disposti ad interasse di 1.60m l'uno dall'altro e ad interasse di 1.72m tra ogni coppia (ossia alla distanza tra i telai della struttura metallica). I micropali della fondazione Nord sono disposti ad interasse di 1.40m l'uno dall'altro

e anch'essi ovviamente ad interasse di 1.72m tra ogni coppia (ossia alla distanza tra i telai della struttura metallica). La lunghezza delle platee su micropali è di circa 14.75m (nord) e 14.79m. (sud) mentre la larghezza della platea Nord è pari a 2.60m, mentre quella della platea Sud è pari a 2.00m; entrambe le platee hanno spessore pari ad 80cm.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI delle STRUTTURE DI FONDAZIONE

Nello specifico si rimanda alla RELAZIONE SUI MATERIALI allegata al progetto.

Nel seguito si riassumono sinteticamente, in ogni caso, le caratteristiche dei materiali principali costituenti le strutture di fondazione, rimandando agli ELABORATI GRAFICI STRUTTURALI ed alla RELAZIONE SUI MATERIALI per le specifiche di dettaglio.

4.1. CALCESTRUZZO per STRUTTURE DI FONDAZIONE

Calcestruzzo per opere di fondazione

Classe di resistenza: C 28/35 (Rck 35 MPa)

Classe di esposizione in riferimento alla Norma UNI EN 206-1: XC2

Classe di consistenza: \geq fluida S4 – Semifluida S3

Max dimensione inerti: 25 mm

Copriferro minimo fondazioni: 50 mm

4.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO – Armatura Platee

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C di cui al § 11.3.2.1 delle NTC 2018.

Tab. 11.3.Ia

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

4.3. MICROPALI

Pali trivellati ottenuti utilizzando perforazioni di piccolo diametro ($\varnothing \leq 250\text{mm}$) con tubi metallici d'armatura dotati di valvole di non ritorno connessi al terreno mediante iniezione ripetuta ad alta pressione.

Le perforazioni dovranno essere eseguite senza rivestimento con impiego di fanghi di cemento e bentonite (tipo di perforazione in terreni uniformemente argillosi di media ed elevata consistenza esenti di intercalazioni incoerenti).

4.3.1. MALTE E MISCELE CEMENTIZIE

Per quanto riguarda le malte le miscele cementizie le medesime dovranno presentare resistenza cubica pari a $R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$.

Si prescrive:

- Dosaggio in peso dei componenti tale da soddisfare un rapporto acqua/cemento: $a/c \leq 0.5$

La composizione delle miscele di iniezione, riferita ad 1 mc di prodotto, dovrà essere la seguente:

- Acqua: 600 kg
- Cemento: 1200 kg
- Additivi: 10÷20 kg
- Peso specifico pari a circa: 1.80 kg/dm³

La composizione delle malte, prevedendo un'efficace mescolazione dei componenti atta a ridurre la porosità dell'impasto, può fare riferimento al seguente dosaggio minimo, riferito ad 1 mc di prodotto finito:

- Acqua: 300 kg
- Cemento: 600 kg
- Additivi: 5÷10 kg
- Inerti: 1100÷1300 kg

4.3.2. ARMATURE TUBOLARI

Acciaio per micropali

Tipo: S355J0

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

5. INQUADRAMENTO SISMICO

Nello specifico si rimanda alla RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA allegata al progetto.

Nel seguito si riassumono sinteticamente i parametri per la determinazione della pericolosità sismica di base.

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [*] [s]
Operatività (SLO)	45	0.051	2.511	0.263
Danno (SLD)	75	0.065	2.481	0.274
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.182	2.552	0.274
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.241	2.487	0.283
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,42	1,34
CC Coeff. funz categoria	1,63	1,61	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.020	0.052	0.090
kv	0.008	0.010	0.031	0.045
Amax [m/s ²]	0.753	0.958	2.528	3.154
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tabella riassuntiva dei Parametri sismici del sito in esame secondi NTC2018

TU 2018 - Microzonazione

Ubicazione: Carpi - Tettoia Sottopasso Ciclopedonale

Latitudine: 44.7827

Longitudine: 10.8923

Microzonazione Sismica

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE			
Tr (anni)	ag(g)	Fo	Tc*(s)
712	0.182	2.552	0.274

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI SITO	
S _s	S _T
1.42	1.00

Si calcola infine per ciascuna area l'accelerazione massima orizzontale A_{max} con la seguente formula:

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.42 \cdot 1.0 \cdot 0.182 = 0.258g$$

PERICOLOSITA' SISMICA di base

6. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sulla base di quanto dettagliato nella Relazione geologica dell'area del sito (cui si rimanda per le specifiche di dettaglio), si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame (riassunte nella Relazione geologica allegata al progetto).

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire la stratigrafia con definizione delle proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti. Come riportato in Relazione Geologica, sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine geotecnica e litostratigrafica, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Modello geotecnico medio											
	Profondità	Spessore	Deposito	$\gamma_{SAT} / \gamma_{SAT}$	c'	C_u	D_r	ϕ'	E_s	M	D_w
A	0.0 – 4.40	4.40	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	6.0	60.0	/	23	8400	4000	-1.8
B	4.40 – 10.00	5.60	Argilla limosa a media elevata consistenza	18.0/20.0	7.0	70.0	/	24	9800	5000	
C	10.00 – 13.60	3.60	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	23	7000	4500	
D	13.60 – 25.00	11.40	Argilla limosa consistente	18.5/20.5	8.5	85.0	/	25	11900	6500	
	M da p.c.	m	Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesion e efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
				(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(%)	(°)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(m da p.c.)

Per la modellazione del comportamento dei micropali, all'interno del software di calcolo, al fine di valutare l'interazione sovrastruttura/palificata di fondazione, sono state calcolate le matrici di rigidezza delle coppie di pali e le relative sollecitazioni mediante una schematizzazione del fusto del singolo palo in conci, con successivo calcolo per condensazione della matrice di rigidezza del palo e delle coppie di pali.

La modellazione del terreno all'interno del software di calcolo è stata implementata a seguito della determinazione alle varie quote di approfondimento nel terreno:

- Dell'andamento del modulo di resistenza assiale K_v (calcolato secondo la teoria di Bowles)
- Dell'andamento del modulo di resistenza trasversale K_h (calcolato secondo la teoria di Chiarugi-Maia)

Per quanto riguarda concerne la determinazione dei valori di K_v , si è dunque fatto riferimento al metodo classico alla winkler secondo BOWLES. La costante di Winkler per carichi verticali viene valutata tramite una metodologia suggerita da Joseph E. BOWLES sulla base della capacità portante (carico ultimo) della fondazione secondo la seguente formula:

$$K = \frac{Q_{ult}}{\Delta H}$$

Dove ΔH è stato assunto cautelativamente pari a 1 pollice (2,54 cm), a favore di sicurezza in considerazione di quanto riportato all'interno della Relazione Geologica a firma del dott. Geol. Pierluigi Dallari, di seguito riportata per completezza d'informazione:

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	16.00 m
Diametro testa	0.25 m
Diametro punta	0.25 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	3.00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	70.00 kN
Carico limite laterale	401.43 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	8.40E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0.34 mm
Cedimento rigido	0.05 mm
Cedimento totale	0.40 mm

Estratto da Relazione Geologica – pag.98

Si riporta per esteso il calcolo eseguito per la determinazione dei valori di Kh (coefficiente di reazione orizzontale dei pali di fondazione), ai vari strati di approfondimento, determinato in riferimento alla formulazione di Chiarugi-Maia per la verifica a svergolamento.

Il modulo viene determinato dalla formula di Chiarugi Maia secondo tale formula il Kh è funzione di:

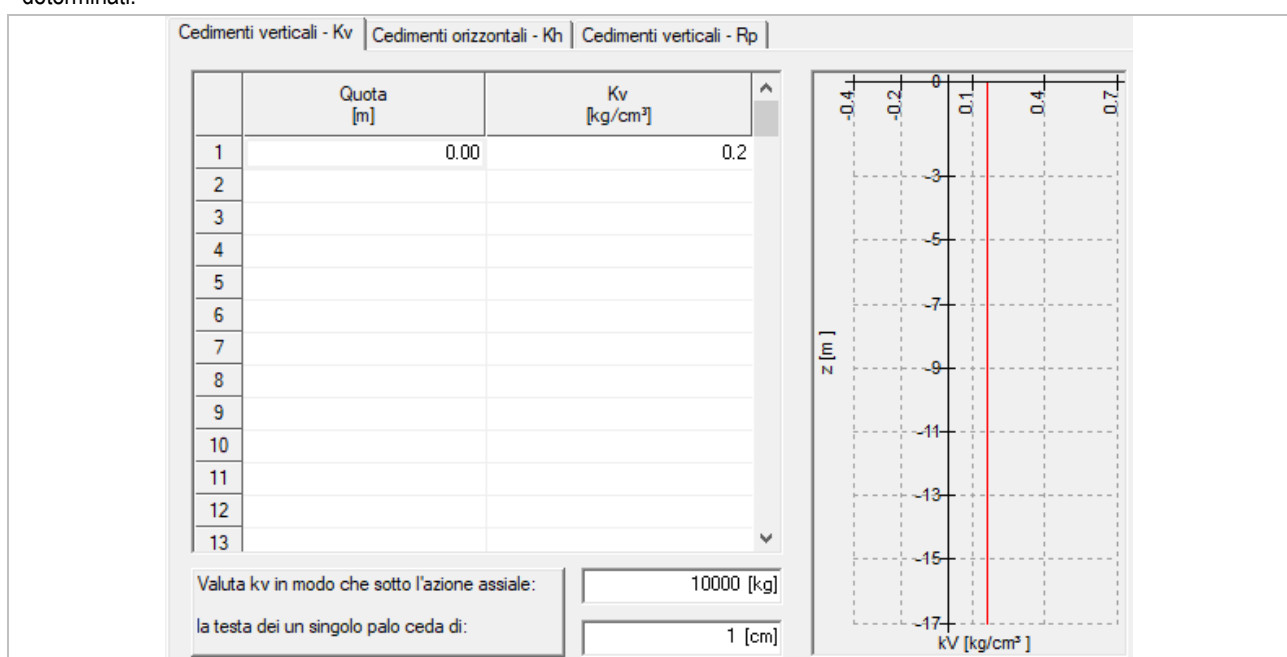
- Modulo edometrico: Ed
- Modulo elastico del palo: Ep
- Diametro del palo: D
- Coefficiente di Poisson: v
- Momento d'inerzia della sezione circolare: $J = \pi \cdot D^4 / 64$

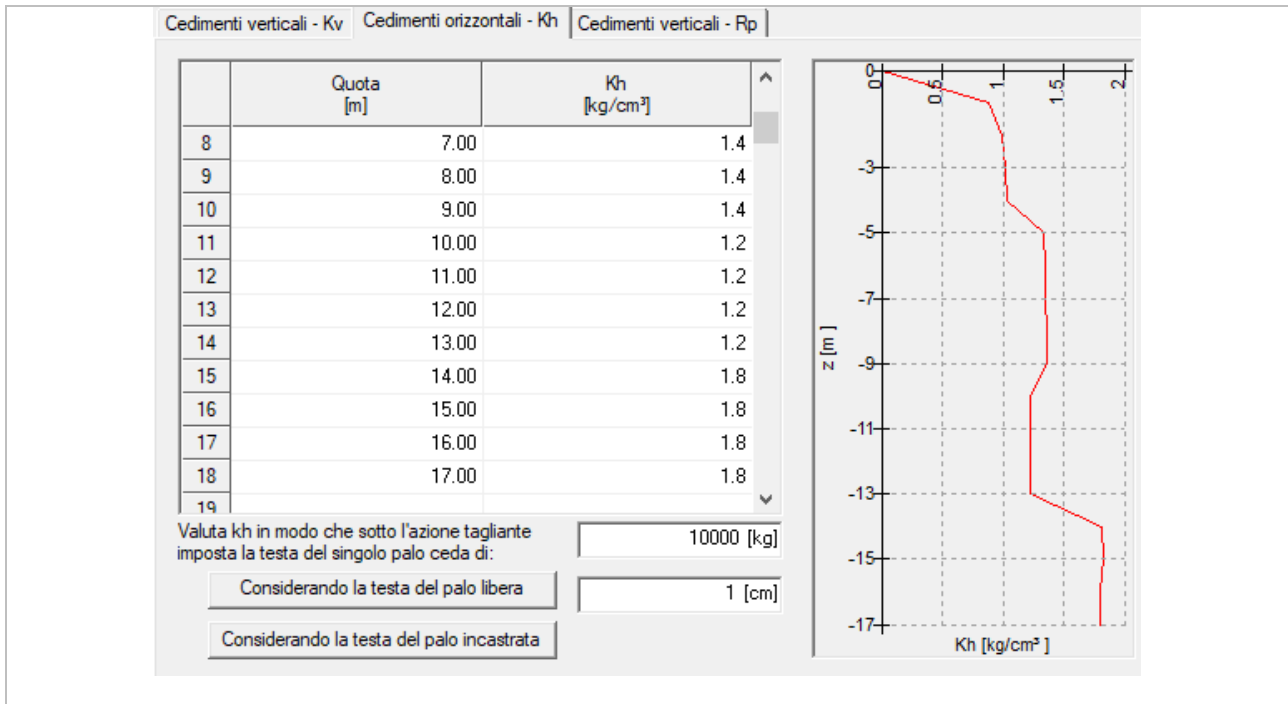
Secondo la seguente formulazione:

$$k_h = \frac{E_d}{D \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{E_d \cdot D^4}{E_p \cdot J} \right)^{1/2}$$

Z	Rck	Øpalo	Ed terr	Epalo	v	J palo	[Ed/D*(1-ν)]	(Ed*D^4)	(Ep*Jp)	[(A/B)^1/12]	kh
[cm]	[kg/cm²]	[cm]	[kg/cm²]	[kg/cm²]	[/]	cm⁴	[kg/cm³]	[kgcmq]	[kgcmq]	[/]	[kg/cm³]
0	350	25	40	336749.2	0.3	19165.04	1.76	15625000.00	6453810897.84	0.61	1.06
100	350	25	40	336749.2	0.3	19165.04	1.76	15625000.00	6453810897.84	0.61	1.06
200	350	25	40	336749.2	0.3	19165.04	1.76	15625000.00	6453810897.84	0.61	1.06
300	350	25	40	336749.2	0.3	19165.04	1.76	15625000.00	6453810897.84	0.61	1.06
400	350	25	40	336749.2	0.3	19165.04	1.76	15625000.00	6453810897.84	0.61	1.06
500	350	25	40	336749.2	0.3	19165.04	1.76	15625000.00	6453810897.84	0.61	1.06
600	350	25	50	336749.2	0.3	19165.04	2.20	19531250.00	6453810897.84	0.62	1.36
700	350	25	50	336749.2	0.3	19165.04	2.20	19531250.00	6453810897.84	0.62	1.36
800	350	25	50	336749.2	0.3	19165.04	2.20	19531250.00	6453810897.84	0.62	1.36
900	350	25	50	336749.2	0.3	19165.04	2.20	19531250.00	6453810897.84	0.62	1.36
1000	350	25	50	336749.2	0.3	19165.04	2.20	19531250.00	6453810897.84	0.62	1.36
1100	350	25	45	336749.2	0.3	19165.04	1.98	17578125.00	6453810897.84	0.61	1.21
1200	350	25	45	336749.2	0.3	19165.04	1.98	17578125.00	6453810897.84	0.61	1.21
1300	350	25	45	336749.2	0.3	19165.04	1.98	17578125.00	6453810897.84	0.61	1.21
1400	350	25	45	336749.2	0.3	19165.04	1.98	17578125.00	6453810897.84	0.61	1.21
1500	350	25	65	336749.2	0.3	19165.04	2.86	25390625.00	6453810897.84	0.63	1.80
1600	350	25	65	336749.2	0.3	19165.04	2.86	25390625.00	6453810897.84	0.63	1.80
1700	350	25	65	336749.2	0.3	19165.04	2.86	25390625.00	6453810897.84	0.63	1.80

All'interno del software di calcolo, per modellare la tipologia di terreno presente sono dunque stati inseriti i valori di Kv e Kh così determinati:





7. VARAIBILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Si ritiene opportuno richiamare interamente i paragrafi §3.2.4.1 e §3.2.4.2 delle NTC 2018.

3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo planimetrico significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno.

Degli effetti sopra indicati deve tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe.

Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.2.4.2 SPOSTAMENTO ASSOLUTO E RELATIVO DEL TERRENO

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione [3.2.12].

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.13]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono rispettivamente gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo: il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x (in m) si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right] \quad [3.2.14]$$

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e d_{ij0} è dato dall'espressione

$$d_{ij0} = 1,25 \left| d_{gi} - d_{gj} \right| \quad [3.2.15]$$

Per punti che ricadano su sottosuoli differenti a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo è rappresentato da d_{ij0} ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione [3.2.14], con le espressioni

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D,}$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D.}$$

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte nei ponti dagli spostamenti relativi del terreno, si possono utilizzare criteri riportati in documenti di comprovata validità.

Nel caso in esame si specifica che:

- Lo sviluppo planimetrico dell'opera non è da ritenersi significativo (nel senso indicato dalle Norme Tecniche), la costruzione in progetto occupa una proiezione in pianta dell'ordine dei 400mq, con sviluppo in lunghezza di circa 24m; tali dimensioni rientrano nell'ambito degli sviluppi ordinari delle costruzioni. Gli sviluppi significativi cui la

norma si riferisce, riguardano costruzioni (tipo ponti, viadotti o agglomerati edilizi molto estesi) che si estendono per centinaia di metri e le cui strutture di fondazione potrebbero insistere su sottosuoli con differente caratterizzazione.

- Come riportato nell'elaborato Relazione Geologica a firma del dott. Geol. Pierluigi Dallari, le due prove penetrometriche eseguite a monte e a valle dell'area di costruzione della nuova tettoia, sono caratterizzate da condizioni di sottosuolo omogenee. Come riportato al §3.2.4.1 gli effetti della variabilità spaziale del moto devono essere tenuti in considerazione ove vi siano condizioni di sottosuolo così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o spettri di risposta differenziati. Tale situazione non riguarda il fabbricato in esame.
- Il sistema di fondazione a platea su micropali è un sistema (anche per dimensioni delle platee di collegamento dei micropali) notevolmente rigido.
- L'area su cui sorgerà il manufatto non è soggetta a variabilità orografica (situazione tipica della progettazione di ponti con spallature poste sui versanti e piloni a valle), trattasi di area completamente pianeggiante.

Per tutte le considerazioni sopra esposte la presenza degli spostamenti relativi è stata considerata trascurabile. Si riporta nel seguito, ad ulteriore conferma di quanto ivi specificato, la valorizzazione dello spostamento relativo tra le due fondazioni in progetto, calcolata secondo quanto indicato al §3.2.4.2 ad ulteriore conferma della significativamente ridotta incidenza di questo effetto (principalmente dovuta alla non significativa distanza tra le due fondazioni ed all'omogeneità del terreno).

NTC 2018 - Se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione [3.2.14], con l'espressione [3.2.16] per sottosuolo di tipo diverso da D: $d_{ij}(x) = (d_{ijmax}/v_s) * 3,0 * x$		
1_ DETERMINAZIONE DEL VALORE DELLO SPOSTAMENTO ASSOLUTO		
Accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale	0.18148	m/s ²
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo: S	1.422	adim
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante: T_C	0.443	s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante: T_D	2.326	s
Spostamento assoluto punti fondazione A: $d_{gA} = 0.025 * a_g * S * T_C * T_D$	0.007	m
Spostamento assoluto punti fondazione B: $d_{gB} = 0.025 * a_g * S * T_C * T_D$	0.007	m
2_ DETERMINAZIONE DEL VALORE DELLO SPOSTAMENTO RELATIVO DEL TERRENO TRA I PUNTI A e B		
Spostamento relativo massimo tra i punti A e B: $d_{ijmax} = 1.25 * \sqrt{(d_{gA}^2 + d_{gB}^2)}$	0.012	m
In assenza di forti discontinuità orografiche (come nel nostro caso), lo spostamento relativo si può valutare con l'espressione [3.2.16] riportata in precedenza, per sottosuolo di tipo C (quindi diverso da D)		
Distanza tra le due fondazioni A e B: x	23.76	m
Velocità di propagazione delle onde di taglio: v_s	215	m/s
Spostamento relativo per sottosuolo di tipo C: $D: d_{ij}(x) = (d_{ijmax}/v_s) * 3,0 * x$	0.004	m

8. CRITERI DI VERIFICA DEI MICROPALI

Note le di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad estradosso palificata si procede come segue:

- calcolo dei carichi assiali sui micropali;
- dimensionamento geotecnico dei micropali;
- dimensionamento strutturale dei micropali.

8.1. AZIONI DI CALCOLO

I pesi propri strutturali sono stati valutati a partire dai pesi specifici dei materiali impiegati; in particolare avendo assunto:

- Peso specifico strutture in cemento armato pari a: $\gamma_{cis} = 25 \text{ kN/m}^3$

Per quanto concerne trattazione estese delle condizioni di carico e delle combinazioni di calcolo, si rimanda al paragrafo ad esse dedicato all'interno della RELAZIONE DI CALCOLO allegata al progetto.

8.2. MODELLAZIONE DI CALCOLO

Poiché l'opera è poggiata su fondazioni profonde, si prendono in esame tutte le sollecitazioni risultanti nel baricentro delle platee a partire dal quale si procede al calcolo delle palificate di micropali.

Successivamente al dimensionamento geotecnico e strutturale dei micropali si è determinato il calcolo strutturale delle platee di collegamento.

Per quanto riguarda le platee, il calcolo strutturale è stato condotto nella direzione principale di sollecitazione ovvero lungo l'asse X (trasversale), schematizzando la platea a metro lineare di struttura come una trave appoggiata, dove i vincoli rappresentano i micropali di fondazione mentre i carichi applicati, sono le azioni per metro lineare dovute ai pesi propri e permanenti/portati ed alle azioni variabili scaricate al piede dei telai metallici costituenti la struttura portante principale della tettoia. Risolta la trave e determinate le massime azioni di taglio e momento si è determinata l'armatura necessaria al soddisfacimento delle verifiche.

Con riferimento a quanto indicato al §6.4.3. delle NTC 2018, di cui si riporta estratto:

[...] In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportati ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nel caso in esame l'interazione tra platea e pali è da considerarsi non significativa, avendo affidato interamente ai micropali il trasferimento al terreno delle sollecitazioni determinate dalla struttura metallica soprastante.

Si specifica pertanto che le verifiche delle fondazioni sui pali sono state effettuate con riferimento agli stati limite indicati nel § 6.4.3.1 delle NTC 2018 di seguito riassunti:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali.
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
 - Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.
 - Stabilità globale – Non pertinente nel caso in esame, in quanto il tipo di opera e le sue caratteristiche non comportano problematiche in riferimento alla stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - Raggiungimento della resistenza dei pali;
 - Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC 2018. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Si specifica inoltre che è stato possibile trascurare effetti di gruppo tali da comportare riduzione dell'efficienza dei singoli pali in ragione di interassi tra singoli pali ben superiori a 3 volte il diametro e complessivamente dell'ordine di circa 6 volte il diametro.

8.3. VERIFICA DELLA PALIFICATA

Note le di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad estradosso palificata, ricavate dal modello di calcolo eseguito agli elementi finiti eseguito con software WinStrand di EnExSys si è proceduto come segue:

- calcolo dei carichi assiali sui micropali;
- dimensionamento geotecnico dei micropali;
- dimensionamento strutturale dei micropali.

Si riportano nel seguito le principali verifiche relative alle situazioni maggiormente gravose per la struttura in esame.

8.3.1. CAPACITA' PORTANTE A CARICHI ASSIALI DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

Il calcolo della capacità portante dei micropali di fondazione prevede, come da normativa NTC2018, l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito dell'Approccio 2 di norma che prevede la combinazione A1+M1+R3.

Per R3 si intende il set di coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze relativi alla tipologia di verifica da condurre.

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui parametri geotecnici (M) ed adottando per le resistenze gli stessi valori assunti in condizione statica (R3).

Le azioni in input della presente relazione sono già ultime, avendo applicato i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni e dei parametri geotecnici.

Di seguito invece si riportano i coefficienti parziali di sicurezza delle resistenze:

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

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

\odot da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore di progetto R_d della resistenza si è ottenuto a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Per la determinazione dei valori caratteristici delle resistenze $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) si è fatto riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici e dei risultati di prove in sito (riportati nella Relazione Geologica a firma del dott. Geol. Pierluigi Dallari); il valore caratteristico della resistenza è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine (cautelativamente considerate pari ad 1):

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

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

I valori dei coefficienti $R3^*$ sono stati ottenuti moltiplicando i coefficienti $R3$, riportati nella Tabella 6.4.II - NTC, da applicare alla resistenza caratteristica per ottenere la resistenza di progetto, per il coefficiente $x3$ della Tabella 6.4.IV - NTC, in funzione delle verticali indagate. Pertanto i coefficienti adottati per le verifiche allo SLU sono risultati pari a:

A1	M1	R3
1	1	S.F. punta = 2.30
		S.F. laterale = 1.96

Dove:

- Portanza di punta S.F. = $1.35 \times 1.70 = 2.30$ (non considerata nel caso dei micropali)
- Portanza laterale S.F. = $1.15 \times 1.70 = 1.96$

8.3.2. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI MICROPALI

Si riportano di seguito le verifiche di dimensionamento eseguite sui micropali:

MICROPALI FONDAZIONE NORD					
<i>PROGETTO TETTOIA RFI - FONDAZIONE NORD</i>					
CALCOLO REAZIONI R_A, R_B SUI PALI					
AZIONI INDOTTE DAL TELAIO					
Comb.	SL	NODO	N_{sd} [kg]	M_{sd} [kgm]	V_{sd} [kgm]
15	SLU	15	10834.1	24526.1	
PESO PROPRIO PORZIONE PLATEA					
Densità Cls [kg/m ³]	Spessore Platea [m]	Larghezza Platea [m]	Lunghezza Platea [m]	$N_{PP,sd}$ [kg]	
2500	0.8	2.6	1.725	11661	
MOMENTO RIBALTANTE					
Braccio N_{sd} -0: b_{R1}				1.3	m
Braccio $N_{PP,sd}$ -0: b_{R2}				1.3	m
Momento Ribaltante: $M_R = N_{sd} \cdot b_{R1} + N_{sd} \cdot b_{R2} + M_{sd}$				53769.73	kgm
MOMENTO STABILIZZANTE					
Braccio R_A -0: b_{RA}				2.1	m
Braccio R_B -0: b_{RB}				0.5	m
Momento Stabilizzante: $M_S = R_A \cdot b_{RA} + R_B \cdot b_{RB}$					kgm
RELAZIONI DI EQUILIBRIO					
Equilibrio rispetto alla rotazione: $R_A \cdot b_{RA} + R_B \cdot b_{RB} = M_R$					
Equilibrio rispetto alla traslazione verticale: $R_A + R_B = N_{sd} + N_{PP,sd}$					
R_A	R_B	C (termine noto)			
2.1	0.5	53769.73			
1	1	22495.1			
Det.	2.1 1	0.5 1	=	1.6	
Dx	53769.73 22495.1	0.5 1	=	42522.18	R_A [kg] = 26576.3625
Dy	2.1 1	53769.73 22495.1	=	-6530.02	R_B [kg] = -4081.2625

MICROPALI						
ACCIAIO DA CARPENTERIA						
Qualità	Resilienza	Coeff. γ_M	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	Mod. Elastico E_a (kg/cm ²)	Tensione di prog. (N/mm ²)
S355	J0	1.05	355	490	2100000	338.10
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PALI/TUBFIX						
Ø Perforazione (mm)		Ø Esterno Tubo (mm)		Spessore Tubo (mm)	Ø Interno Tubo (mm)	
250		127		6.3	114.4	
CALCESTRUZZO						
Qualità	Coeff. γ_M	Resistenza f_{ck} (N/mm ²)		Modulo Elast. E (kN/cm ²)	fcd (N/mm ²)	
C28/35	1.5	28		3000	15.87	
00_AZIONE DI PROGETTO - Approccio 2						
Azione di Progetto $N_{L,Ed} = 1.3 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{G2} + 1.5 \cdot N_Q$				26576.36	kg	
01_VERIFICA A CARICO DI PUNTA_Verifica dell'instabilità del palo immerso nel terreno						
Coefficiente di omogeneizzazione: $n = E_{acc}/E_{cls}$				7	adim	
Coefficiente di partecipazione dell'alone esterno di malta all'inerzia: k_i				0.45	adim	
Inerzia del micropalo: $J_p = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + 1/n \cdot d_i^4 + k_i/n \cdot (d_p^4 - d_e^4)]$				1706.90	cm ⁴	
Coefficiente: $\beta = w \cdot d_p$				84	kg/cm ²	
Carico critico di asta immersa in suolo elastico: $P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E_a \cdot J_p}$				1097446.03	kg	
Verifica alla Stabilità Flessionale: $\eta = P_k/N_{L,Ed} > 10$				41.29	VERIFICATO	
02.a_VERIFICA DELLA SEZIONE "Tubo+Cls Interno" (trascurando la cortecchia esterna)_Verifica a Compressione						
Sezione omogeneizzata tubo/malta: $A_{aid} = \pi/4 (d_e^2 - d_i^2) + (1/n \cdot \pi/4 \cdot d_i^2)$			38.57	cm ²		
Carico limite: $P_{lim} = A_{aid} \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$			130413.37	kg		
Verifica per solo acciaio: $\sigma_a = N/A_{aid} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$			688.99	VERIFICATO		
Verifica per solo calcestruzzo: $\sigma_c = \sigma_a/n \leq \sigma_z = 1/0.9 \cdot f_{cd}$			98.43	VERIFICATO		
02.b_VERIFICA DELLA SEZIONE "Solo Tubo" (trascurando la cortecchia esterna)_Verifica a Compressione						
Sezione solo metallica: $A_a = \pi/4 (d_e^2 - d_i^2)$			23.89	cm ²		
Verifica per solo acciaio: $\sigma_a = N/A_a \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$			1112.49	VERIFICATO		
CARATTERISTICHE TERRENO						
STRATO 1 da [m]			0	da [m]		4.4
Spessore strato			L_{strato}	4.4	m	
Angolo d'attrito efficace di picco			φ	23	°	
Coesione non drenata	C_u [kN/m ²]	60	Sforzo di taglio indotto	τ	0.6	kg/cm ²
Costante di Winkler		Argilla limosa a media consistenza		w	12	kg/cm ³
STRATO 2 da [m]			4.4	da [m]		10
Spessore strato			L_{strato}	5.6	m	
Angolo d'attrito efficace di picco			φ	24	°	
Coesione non drenata	C_u [kN/m ²]	70	Sforzo di taglio indotto	τ	0.7	kg/cm ²

Costante di Winkler	Argilla limosa a media elevata consistenza	w	12	kg/cm ³
STRATO 3 da [m]		10	da [m]	13.6
Spessore strato		L _{strato}	3.6	m
Angolo d'attrito efficace di picco		φ	23	°
Coesione non drenata	C _u [kN/m ²]	50	Sforzo di taglio indotto	τ
τ		0.5		kg/cm ²
Costante di Winkler	Argilla limosa a media consistenza	w	12	kg/cm ³
STRATO 4 da [m]		13.6	da [m]	17.5
Spessore strato		L _{strato}	3.9	m
Angolo d'attrito efficace di picco		φ	25	°
Coesione non drenata	C _u [kN/m ²]	85	Sforzo di taglio indotto	τ
τ		0.85		kg/cm ²
Costante di Winkler	Argilla limosa consistente	w	12	kg/cm ³
Diametro nominale del palo - Diametro perforazione		Ø _p	25	cm
Coefficiente di forma dipendente dal diametro nominale del Palo		l	0.8	adim

PORTANZA LATERALE DI MICROPALI DI LUNGHEZZA H

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PALI/TUBFIX

Ø Perforazione (mm)	Ø Esterno Tubo (mm)	Spessore Tubo (mm)	Ø Interno Tubo (mm)	H (m)
250	127	6.3	114.4	17.5

00_AZIONE DI PROGETTO - Approccio 2

Azione di Progetto N _{Ed} = 1.3*N _{G1} + 1.5*N _{G2} + 1.5*N _Q	26576.36	kg
---	----------	----

04.a_VERIFICA PORTANZA LATERALE DEL MICROPALO di lunghezza H

Coesione non drenata	C _{med} [kN/m ²]	66.714286	Tensione tangenziale	T _t	0.6671429	kg/cm ²
Fattore di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate					1.70	adim
Valore caratteristico della tensione tangenziale: T _k = T _t /ξ					0.39	kg/cm ²
Coefficiente parziale γ _R per Resist. Laterale in compressione - Pali trivellati (R3)					1.15	adim
Valore di progetto della tensione tangenziale: T _{Rd} = T _k /γ _R					0.34	kg/cm ²
Verifica di portanza laterale: T _{Ed} = N _{Ed} /(π*Ø _P * H*I) < T _{Rd}				0.24	VERIFICATO	

04.b_METODO ALFA_Valori Tabella AGI

Strato 1	C _u [kN/m ²]	60	Spessore strato	ΔH [m]	4.4	α ₁	0.6
Strato 2	C _u [kN/m ²]	70	Spessore strato	ΔH [m]	5.6	α ₂	0.6
Strato 3	C _u [kN/m ²]	50	Spessore strato	ΔH [m]	3.6	α ₃	0.8
Strato 4	C _u [kN/m ²]	85	Spessore strato	ΔH [m]	3.9	α ₄	0.4
Calcolo della Resistenza Laterale: R _{SL} = Σ(α*c _u *ΔH*π*Ø)					526.37		kN/m ²
Calcolo della Resistenza Laterale di progetto: R _{SLEd} = R _{SL} /(γ _R *ξ)					269.24		kN/m ²
Verifica di portanza laterale: R _{SLEd} > R _A						VERIFICATO	

05_VERIFICA DELL'ADERENZA FRA LA CORTECCIA DI MALTA E LA SUPERFICIE ESTERNA DEL TUBO

Tensione di aderenza indicata in EC4: T _{ad}		5.50	kg/cm ²
Verifica di portanza laterale: T _{Ed} = N _{Ed} /(π*Ø _e * H) < T _{Rd}		0.38	VERIFICATO

06.a_VERIFICA DELL'ANCORAGGIO PLINTO-TESTA PALO

Margine minimo tra estremità del micropalo e estradosso plinto: s		20.00	cm
Lunghezza minima di ancoraggio: h = N _{Ed} /(π*Ø _e *T _{Rd})		121.11	cm

Lunghezza necessaria di ancoraggio: $\Delta h > h$ [cm]	130.00	VERIFICATO
06.b_ VERIFICA DELL'ANCORAGGIO PLINTO-PALO con PIASTRA CIRCOLARE SALDATA per ridurre spessore plinto		
Diametro minimo piastra circolare: $D_{\min} = \sqrt{(4 \cdot N_{Ed} / f_{cd} \cdot \pi)}$	14.60	cm
Diametro piastra circolare di ancoraggio $D > D_{\min}$ [cm]	25.00	VERIFICATO
06.c_ VERIFICA CAVALLOTTI INCROCIATI per ridurre spessore plinto		
Lunghezza minima di ancoraggio: $T_{Ed} = N_{Ed} / (\pi \cdot \phi_e \cdot l_{anc})$	11.10	kg/cm ²
Verifica ancoraggio testa palo/plinto: $T_{Ed} < T_{ad}$	11.10	NON VERIFICATO Si procede pertanto alla successiva verifica integrativa
Se NON VERIFICATO, necessario ricorrere a "n" cavallotti incrociati		
Diametro Cavallotti: ϕ_{cav}	18.00	mm
Sezione cavallotti: A	2.54	cm ²
Acciaio da carpenteria tipo B450C: f_{yk}	4500.00	kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio: γ_s	1.15	adim
Numero di cavallotti incrociati: n	2.00	adim
Sforzo nel singolo cavallotto: $\sigma = (N_{Ed} \cdot \sqrt{2}) / (4 \cdot n \cdot A)$	1849.64	kg/cm ²
Verifica cavallotti: $\sigma < f_{yk} / \gamma_s$	1849.64	VERIFICATO

MICROPALI FONDAZIONE SUD

PROGETTO TETTOIA RFI - FONDAZIONE SUD					
CALCOLO REAZIONI R_A, R_B SUI PALI					
AZIONI INDOTTE DAL TELAIO					
Comb.	SL	NODO	N_{sd} [kg]	M_{sd} [kgm]	V_{sd} [kgm]
15	SLU	18	10395.4	12075.6	
PESO PROPRIO PORZIONE PLATEA					
Densità CIs [kg/m ³]	Spessore Platea [m]	Larghezza Platea [m]	Lunghezza Platea [m]	$N_{PP, sd}$ [kg]	
2500	0.8	2	1.725	8970	
MOMENTO RIBALTANTE					
Braccio N_{sd-0} : b_{R1}			1	m	
Braccio $N_{PP, sd-0}$: b_{R2}			1	m	
Momento Ribaltante: $M_R = N_{sd} \cdot b_{R1} + N_{sd} \cdot b_{R2} + M_{sd}$			31441	kgm	
MOMENTO STABILIZZANTE					
Braccio R_A-0 : b_{Ra}			1.5	m	
Braccio R_B-0 : b_{Rb}			0.5	m	
Momento Stabilizzante: $M_S = R_A \cdot b_{Ra} + R_B \cdot b_{Rb}$				kgm	
RELAZIONI DI EQUILIBRIO					
Equilibrio rispetto alla rotazione: $R_A \cdot b_{Ra} + R_B \cdot b_{Rb} = M_R$					
Equilibrio rispetto alla traslazione verticale: $R_A + R_B = N_{sd} + N_{PP, sd}$					
R_A	R_B	C (termine noto)			
1.5	0.5	31441			
1	1	19365.4			
Det.	1.5 1	0.5 1	=	1	

Dx	31441 19365.4	0.5 1	=	21758.3	R _A [kg]	21758.3
Dy	1.5 1	31441 19365.4	=	-2392.9	R _B [kg]	-2392.9

MICROPALI						
ACCIAIO DA CARPENTERIA						
Qualità	Resilienza	Coeff. γ_M	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	Mod. Elastico E _a (kg/cm ²)	Tensione di prog. (N/mm ²)
S355	J0	1.05	355	490	2100000	338.10
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PALI/TUBFIX						
Ø Perforazione (mm)		Ø Esterno Tubo (mm)		Spessore Tubo (mm)	Ø Interno Tubo (mm)	
250		127		6.3	114.4	
CALCESTRUZZO						
Qualità	Coeff. γ_M	Resistenza f _{ck} (N/mm ²)		Modulo Elast. E (kN/cm ²)		f _{cd} (N/mm ²)
C28/35	1.5	28		3000		15.87

00_AZIONE DI PROGETTO - Approccio 2		
Azione di Progetto $N_{L,Ed} = 1.3 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{G2} + 1.5 \cdot N_Q$	21758.30	kg
01_VERIFICA A CARICO DI PUNTA_Verifica dell'instabilità del palo immerso nel terreno		
Coefficiente di omogeneizzazione: $n = E_{acc}/E_{cls}$	7	adim
Coefficiente di partecipazione dell'alone esterno di malta all'inerzia: k_i	0.45	adim
Inerzia del micropalo: $J_p = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + 1/n \cdot d_i^4 + k_i/n \cdot (d_p^4 - d_e^4)]$	1706.90	cm ⁴
Coefficiente: $\beta = w \cdot d_p$	84	kg/cm ²
Carico critico di asta immersa in suolo elastico: $P_k = 2 \cdot \sqrt{(\beta \cdot E_a \cdot J_p)}$	1097446.03	kg
Verifica alla Stabilità Flessionale: $\eta = P_k/N_{L,Ed} > 10$	50.44	VERIFICATO

02.a_VERIFICA DELLA SEZIONE "Tubo+Cls Interno" (trascurando la corteccia esterna)_Verifica a Compressione		
Sezione omogeneizzata tubo/malta: $A_{aid} = \pi/4 (d_e^2 - d_i^2) + (1/n \cdot \pi/4 \cdot d_i^2)$	38.57	cm ²
Carico limite: $P_{lim} = A_{aid} \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$	130413.37	kg
Verifica per solo acciaio: $\sigma_a = N/A_{aid} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	564.08	VERIFICATO
Verifica per solo calcestruzzo: $\sigma_c = \sigma_a/n \leq \sigma_z = 1/0.9 \cdot f_{cd}$	80.58	VERIFICATO

02.b_VERIFICA DELLA SEZIONE "Solo Tubo" (trascurando la corteccia esterna)_Verifica a Compressione		
Sezione solo metallica: $A_a = \pi/4 (d_e^2 - d_i^2)$	23.89	cm ²
Verifica per solo acciaio: $\sigma_a = N/A_a \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	910.81	VERIFICATO

CARATTERISTICHE TERRENO				
STRATO 1	da [m]	0	da [m]	4.4
Spessore strato		L _{strato}	4.4	m
Angolo d'attrito efficace di picco		φ	23	°

Coesione non drenata	C_u [kN/m ²]	60	Sforzo di taglio indotto	τ	0.6	kg/cm ²
Costante di Winkler	Argilla limosa a media consistenza			w	12	kg/cm ³
STRATO 2		da [m]		4.4	da [m]	10
Spessore strato				L_{strato}	5.6	m
Angolo d'attrito efficace di picco				φ	24	°
Coesione non drenata	C_u [kN/m ²]	70	Sforzo di taglio indotto	τ	0.7	kg/cm ²
Costante di Winkler	Argilla limosa a media elevata consistenza			w	12	kg/cm ³
STRATO 3		da [m]		10	da [m]	13.6
Spessore strato				L_{strato}	3.6	m
Angolo d'attrito efficace di picco				φ	23	°
Coesione non drenata	C_u [kN/m ²]	50	Sforzo di taglio indotto	τ	0.5	kg/cm ²
Costante di Winkler	Argilla limosa a media consistenza			w	12	kg/cm ³
STRATO 4		da [m]		13.6	da [m]	17.5
Spessore strato				L_{strato}	3.9	m
Angolo d'attrito efficace di picco				φ	25	°
Coesione non drenata	C_u [kN/m ²]	85	Sforzo di taglio indotto	τ	0.85	kg/cm ²
Costante di Winkler	Argilla limosa consistente			w	12	kg/cm ³
Diametro nominale del palo - Diametro perforazione				\varnothing_p	25	cm
Coefficiente di forma dipendente dal diametro nominale del Palo				l	0.8	adim

PORTANZA LATERALE DI MICROPALI DI LUNGHEZZA H

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PALI/TUBIFIX

\varnothing Perforazione (mm)	\varnothing Esterno Tubo (mm)	Spessore Tubo (mm)	\varnothing Interno Tubo (mm)	H (m)
250	127	6.3	114.4	17.5

00_AZIONE DI PROGETTO - Approccio 2

Azione di Progetto $N_{Ed} = 1.3 \cdot N_{G1} + 1.5 \cdot N_{G2} + 1.5 \cdot N_Q$	21758.30	kg
---	----------	----

04.a_VERIFICA PORTANZA LATERALE DEL MICROPALO di lunghezza H

Coesione non drenata	C_{med} [kN/m ²]	66.714286	Tensione tangenziale	τ_t	0.6671429	kg/cm ²
Fattore di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate					1.70	adim
Valore caratteristico della tensione tangenziale: $\tau_k = \tau_t / \xi$					0.39	kg/cm ²
Coefficiente parziale γ_R per Resist. Laterale in compressione - Pali trivellati (R3)					1.15	adim
Valore di progetto della tensione tangenziale: $\tau_{Rd} = \tau_k / \gamma_R$					0.34	kg/cm ²
Verifica di portanza laterale: $T_{Ed} = N_{Ed} / (\pi \cdot \varnothing_p \cdot H \cdot I) < T_{Rd}$				0.20	VERIFICATO	

04.b_METODO ALFA_Valori Tabella AGI

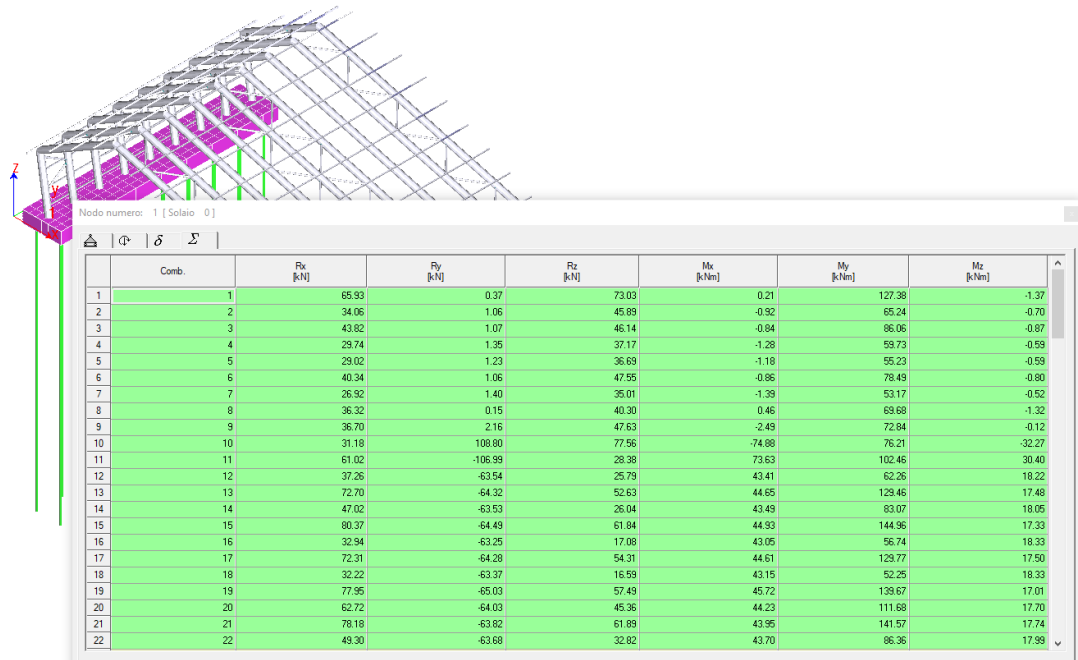
Strato 1	C_u [kN/m ²]	60	Spessore strato	ΔH [m]	4.4	α_1	0.6
Strato 2	C_u [kN/m ²]	70	Spessore strato	ΔH [m]	5.6	α_2	0.6
Strato 3	C_u [kN/m ²]	50	Spessore strato	ΔH [m]	3.6	α_3	0.8
Strato 4	C_u [kN/m ²]	85	Spessore strato	ΔH [m]	3.9	α_4	0.4
Calcolo della Resistenza Laterale: $R_{SL} = \Sigma(\alpha \cdot C_u \cdot \Delta H \cdot \pi \cdot \varnothing)$					526.37		kN/m ²
Calcolo della Resistenza Laterale di progetto: $R_{SLEd} = R_{SL} / (\gamma_R \cdot \xi)$					269.24		kN/m ²
Verifica di portanza laterale: $R_{SLEd} > R_A$						VERIFICATO	

05_VERIFICA DELL'ADERENZA FRA LA CORTECCIA DI MALTA E LA SUPERFICIE ESTERNA DEL TUBO		
Tensione di aderenza indicata in EC4: T_{ad}	5.50	kg/cm ²
Verifica di portanza laterale: $T_{Ed} = N_{Ed}/(\pi * \varnothing_e * H) < T_{Rd}$	0.31	VERIFICATO
06.a_VERIFICA DELL'ANCORAGGIO PLINTO-TESTA PALO		
Margine minimo tra estremità del micropalo e estradosso plinto: s	20.00	cm
Lunghezza minima di ancoraggio: $h = N_{Ed}/(\pi * \varnothing_e * T_{Rd})$	99.15	cm
Lunghezza necessaria di ancoraggio: $\Delta h > h$ [cm]	100.00	VERIFICATO
06.b_VERIFICA DELL'ANCORAGGIO PLINTO-PALO con PIASTRA CIRCOLARE SALDATA_per ridurre spessore plinto		
Diametro minimo piastra circolare: $D_{min} = \sqrt{(4 * N_{Ed}/f_{cd} * \pi)}$	13.21	cm
Diametro piastra circolare di ancoraggio $D > D_{min}$ [cm]	25.00	VERIFICATO
06.c_VERIFICA CAVALLOTTI INCROCIATI_per ridurre spessore plinto		
Lunghezza minima di ancoraggio: $T_{Ed} = N_{Ed}/(\pi * \varnothing_e * l_{anc})$	9.09	kg/cm ²
Verifica ancoraggio testa palo/plinto: $T_{Ed} < T_{ad}$	9.09	NON VERIFICATO Si procede pertanto alla successiva verifica integrativa
Se NON VERIFICATO, necessario ricorrere a "n" cavallotti incrociati		
Diametro Cavallotti: \varnothing_{cav}	18.00	mm
Sezione cavallotti: A	2.54	cm ²
Acciaio da carpenteria tipo B450C: f_{yk}	4500.00	kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio: γ_s	1.15	adim
Numero di cavallotti incrociati: n	2.00	adim
Sforzo nel singolo cavallotto: $\sigma = (N_{ed} * \sqrt{2})/(4 * n * A)$	1514.32	kg/cm ²
Verifica cavallotti: $\sigma < f_{yk}/\gamma_s$	1514.32	VERIFICATO

8.3.3. RESISTENZA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Si riportano le verifiche condotte in merito alla capacità portante dei pali, nei quali si è determinata come valore minimo di resistenza quello determinato nell'ipotesi di palo lungo, con la sezione di testa vincolata con un incastro nella platea (Teoria di Broms – 1964).

Il massimo taglio agente, come si evince dai tabulati di calcolo, si è determinato dal modello di calcolo al nodo 1 in combinazione SLU nr.10, pari a 108.80kN (su coppia di pali) e quindi pari a $H_{Ed} = 54.40\text{kN}$ su singolo micropalo, inferiore ad $H_{Rd} = 164.18\text{kN}$; per cui la verifica a capacità portante a carico trasversale risulta soddisfatta.



Si riportano per esteso le verifiche eseguite:

Pto.C. Integrazione RELAZIONE GEOTECNICA		
Teoria di base: Broms 1964 - Terreni coesivi - Pali impediti di ruotare in testa - Condizioni non drenate		
1_ DETERMINAZIONE DEL VALORE DELLA RESISTENZA MASSIMA ALLE AZIONI ORIZZONTALI		
Lunghezza del palo: L	17.50	m
Coesione non drenata tratto 1: c_{u1}	60.00	kN/m^2
Lunghezza tratto 1: L_1	4.40	m
Coesione non drenata tratto 2: c_{u2}	70.00	kN/m^2
Lunghezza tratto 2: L_2	5.60	m
Coesione non drenata tratto 3: c_{u3}	50.00	kN/m^2
Lunghezza tratto 3: L_3	3.60	m
Coesione non drenata tratto 4: c_{u4}	85.00	kN/m^2
Lunghezza tratto 4: L_4	3.90	m
Diametro del palo: D	0.25	m
Diametro esterno armatura tubolare: D_e	0.127	m
Diametro interno armatura tubolare: D_i	0.1144	m
Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	355.00	N/mm^2
Tensione di progetto: f_{yd}	338.10	N/mm^2
Momento di plasticizzazione della sezione d'armatura del palo: M_y	31.06	kNm
Fattore di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate	1.70	adim
Coefficiente parziale γ_T per verifiche SLU pali soggetti a carichi trasversali (R3)	1.30	adim

1.A_ Resistenza alle azioni orizzontali per modello "PALO CORTO" impedito di ruotare in testa		
$H_{(C)} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (L - 1.5D)$	2576.25	kN
$H_{Rd,1}: H_{(C)} / (\xi \cdot \gamma_T)$	1165.72	kN
1.B_ Resistenza alle azioni orizzontali per modello "PALO INTERMEDIO" impedito di ruotare in testa		
$9 \cdot c_{u1} \cdot D^2 \cdot ((L_1/D) + 1.5)$	644.63	kN
$9 \cdot c_{u2} \cdot D^2 \cdot ((L_2/D) + 1.5)$	941.06	kN
$9 \cdot c_{u3} \cdot D^2 \cdot ((L_3/D) + 1.5)$	447.19	kN
$9 \cdot c_{u4} \cdot D^2 \cdot ((L_4/D) + 1.5)$	817.59	kN
$9 \cdot c_{u1} \cdot D^2 \cdot \sqrt{((2 \cdot (L_1/D))^2 + (4/9 \cdot (My/(c_{u1} \cdot D^3))) + 4.5)}$	852.98	kN
$9 \cdot c_{u2} \cdot D^2 \cdot \sqrt{((2 \cdot (L_2/D))^2 + (4/9 \cdot (My/(c_{u2} \cdot D^3))) + 4.5)}$	1257.93	kN
$9 \cdot c_{u3} \cdot D^2 \cdot \sqrt{((2 \cdot (L_3/D))^2 + (4/9 \cdot (My/(c_{u3} \cdot D^3))) + 4.5)}$	587.87	kN
$9 \cdot c_{u4} \cdot D^2 \cdot \sqrt{((2 \cdot (L_4/D))^2 + (4/9 \cdot (My/(c_{u4} \cdot D^3))) + 4.5)}$	1070.84	kN
$H_{(l)} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot ((L/D) + 1.5) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{((2 \cdot (L/D))^2 + (4/9 \cdot (My/(c_u \cdot D^3))) + 4.5)}$	919.15	kN
$H_{Rd,2}: H_{(l)} / (\xi \cdot \gamma_T)$	415.90	kN
1.C_ Resistenza alle azioni orizzontali per modello "PALO LUNGO" impedito di ruotare in testa		
$13.5 \cdot c_{u1} \cdot D^2$	50.63	kN
$13.5 \cdot c_{u2} \cdot D^2$	59.06	kN
$13.5 \cdot c_{u3} \cdot D^2$	42.19	kN
$13.5 \cdot c_{u4} \cdot D^2$	71.72	kN
$c_{u1} \cdot D^2 \cdot \sqrt{(182.25 + (36 \cdot (My/(c_{u1} \cdot D^3))))}$	139.05	kN
$c_{u2} \cdot D^2 \cdot \sqrt{(182.25 + (36 \cdot (My/(c_{u2} \cdot D^3))))}$	151.84	kN
$c_{u3} \cdot D^2 \cdot \sqrt{(182.25 + (36 \cdot (My/(c_{u3} \cdot D^3))))}$	125.52	kN
$c_{u4} \cdot D^2 \cdot \sqrt{(182.25 + (36 \cdot (My/(c_{u4} \cdot D^3))))}$	170.01	kN
$H_{(L)} = -13.5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{(182.25 + (36 \cdot (My/(c_u \cdot D^3))))}$	362.83	kN
$H_{Rd,3}: H_{(L)} / (\xi \cdot \gamma_T)$	164.18	kN
Valore di progetto resistenza a carichi trasversali $R_{tr,d} = \min(H_{Rd,1}; H_{Rd,2}; H_{Rd,3})$	164.18	kN
Massimo taglio agente (da sollecitazione SLU di calcolo): H_{Ed}	54.40	kN
Verifica di resistenza di pali soggetti a carichi trasversali: $H_{Ed} < R_{tr,d}$	VERIFICATO	

8.3.4. CAPACITÀ PORTANTE ALLO SFILAMENTO DEI MICROPALI IN TRAZIONE

Le verifiche della capacità portante allo sfilamento dei micropali, nel caso in esame sono meno gravose rispetto a quelle dei micropali in compressione.

Si riportano nel seguito le verifiche eseguite per la situazione più gravosa identificata al nodo nr.17 del modello di calcolo relativamente alla combinazione di carico SLU nr.15 (Fondazione Nord).

PROGETTO TETTOIA RFI - FONDAZIONE NORD					
CALCOLO REAZIONI R_A , R_B SUI PALI					
AZIONI INDOTTE DAL TELAIO					
Comb.	SL	NODO	N_{sd} [kg]	M_{sd} [kgm]	V_{sd} [kgm]
15	SLU	17	6105.9	25216	
PESO PROPRIO PORZIONE PLATEA					
Densità CIs [kg/m ³]	Spessore Platea [m]	Larghezza Platea [m]	Lunghezza Platea [m]	$N_{pp,sd}$ [kg]	
2500	0.8	2.6	1.725	11661	
MOMENTO RIBALTANTE					
			Braccio N_{sd} -0: b_{R1}	1.3	m
			Braccio $N_{pp,sd}$ -0: b_{R2}	1.3	m
			Momento Ribaltante: $M_R = N_{sd} * b_{R1} + N_{sd} * b_{R2} + M_{sd}$	48312.97	kgm
MOMENTO STABILIZZANTE					
			Braccio R_A -0: b_{Ra}	2.1	m
			Braccio R_B -0: b_{Rb}	0.5	m
			Momento Stabilizzante: $M_S = R_A * b_{Ra} + R_B * b_{Rb}$		kgm
RELAZIONI DI EQUILIBRIO					
Equilibrio rispetto alla rotazione: $R_A * b_{Ra} + R_B * b_{Rb} = M_R$					
Equilibrio rispetto alla traslazione verticale: $R_A + R_B = N_{sd} + N_{pp,sd}$					

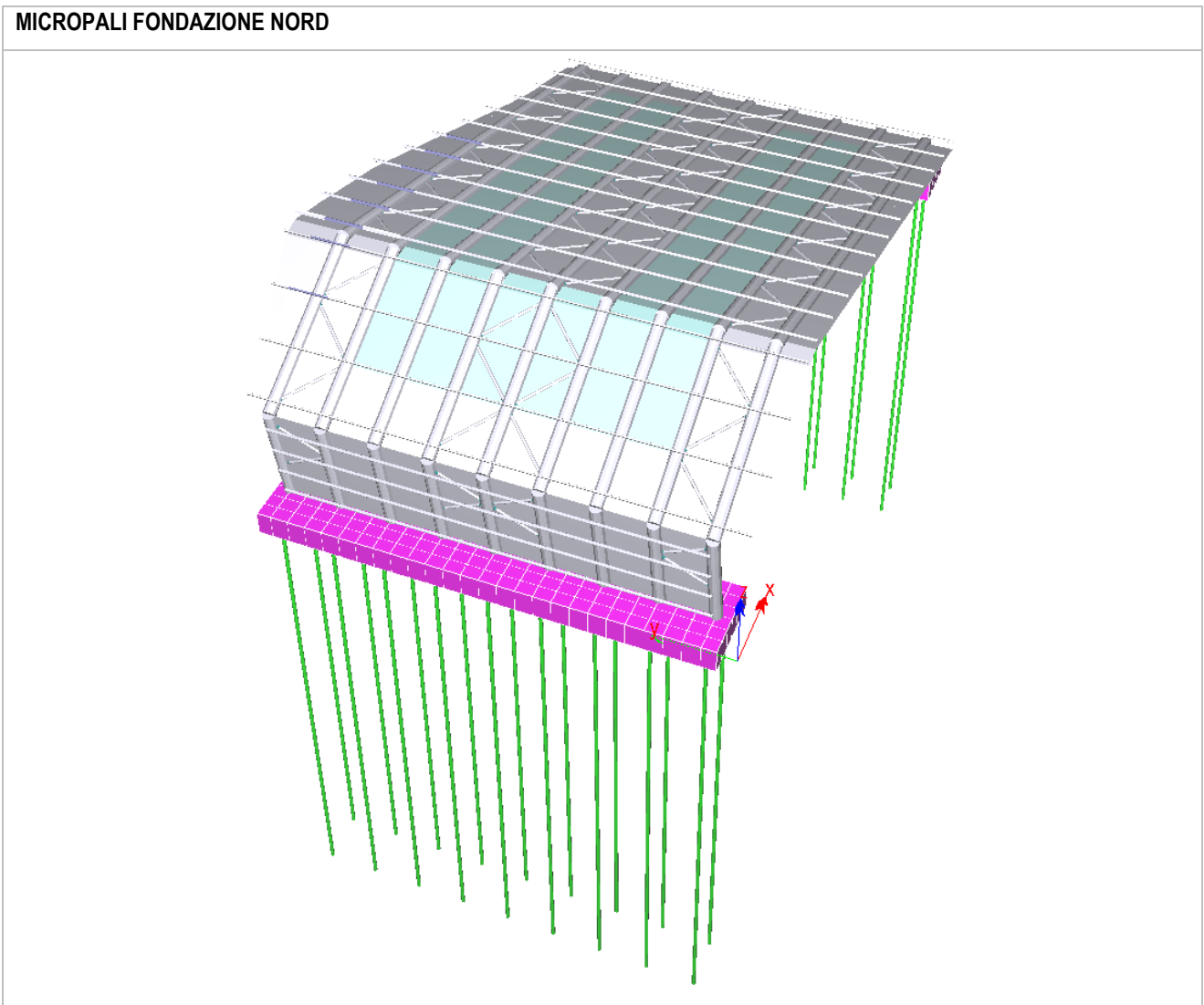
R_A	R_B	C (termine noto)			
2.1	0.5	48312.97			
1	1	17766.9			
Det.	2.1 1	0.5 1	=	1.6	
Dx	48312.97 17766.9	0.5 1	=	39429.52	R_A [kg] = 24643.45
Dy	2.1 1	48312.97 17766.9	=	-11002.48	R_B [kg] = -6876.55

04.c _VERIFICA CAPACITA' PORTANTE ALLO SFILAMENTO DEI MICROPALI IN TRAZIONE							
Fattore di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate					1.70	adim	
Coefficiente parziale γ_R per Resist. Laterale in trazione - Pali trivellati (R3)					1.25	adim	
Strato 1	C_u [kN/m ²]	60	Spessore strato	ΔH [m]	4.4	α_1	0.6
Strato 2	C_u [kN/m ²]	70	Spessore strato	ΔH [m]	5.6	α_2	0.6
Strato 3	C_u [kN/m ²]	50	Spessore strato	ΔH [m]	3.6	α_3	0.8
Strato 4	C_u [kN/m ²]	85	Spessore strato	ΔH [m]	3.9	α_4	0.4
Calcolo della Resistenza Laterale in trazione: $R_{SL} = (2/3) * \Sigma(\alpha * c_u * \Delta H * \pi * \emptyset)$					484.90	kN/m ²	
Calcolo della Resistenza Laterale di progetto: $R_{SLEd} = RSL / (\gamma_R * \xi)$					228.19	kN/m ²	
Verifica di portanza laterale allo sfilamento_ Micropali in trazione: $R_{SLEd} > R_B$						VERIFICATO	

8.3.5. VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MICROPALI

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza dei micropali eseguite con ausilio del software di calcolo Winstrad di EnExSys:

MICROPALI FONDAZIONE NORD



Dati Generali

- Lunghezza dei pali 16.80 [m]
- Altezza dello zoccolo di fondazione 0.80 [m]
- Centro della palificata 0.00 0.00 [m]
- Efficienza assiale dei pali esterni 1
- Efficienza assiale dei pali interni 1
- Efficienza flessionale dei pali esterni 1
- Efficienza flessionale dei pali interni 1
- Angolo di carico flessionale 100.00 [°]
- Distanza d'interazione flessionale 2.50 [m]

Sezione Anulare @ Tubi 127.0X6.3 D=13 s1 =[cm]

- D 13 [cm]
- Circonferenza 40 [cm]
- Area 38.57 [cm²]
- J 556 [cm⁴]
- J_x 1113 [cm⁴]
- X 1.00

Materiale

- E 2100000.0 [kg/cm²]
- ν 0.33
- Coeff. di omogeneizzazione 7.00

Tubo esterno S 355 (FE 510)

- f_{yd} 3550.0 [kg/cm²]
- σ_{Rare} 2840.0 [kg/cm²]
- σ_{Freq} 3550.0 [kg/cm²]
- $\sigma_{Q.P.}$ 3550.0 [kg/cm²]

Modalità di progetto: verifica calcestruzzo e tubo esterno

Palo	x [m]	y [m]	Inclinazione xy [°]	Inclinazione vert. [°]
1	-0.80	0.00	0.00	0.00
2	0.80	0.00	0.00	0.00

Pali sezione 1 Micropali NORD

Armature pali:

Armature pali nodo 17

Palo	Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daNm]	My [daNm]	Sd/Sr	Armature
------	-------	-------------	---------	-----------	-----------	-------	----------

1	15	0.00	-11905.1	0.0	2147.0	0.82
2	15	0.00	-4295.5	0.0	2147.0	0.80

Armature pali nodo 15

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	79	0.00	-11951.8	0.0	2144.4 0.82
2	79	0.00	-4352.1	0.0	2144.4 0.80

Armature pali nodo 13

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	143	0.00	-11971.5	0.0	2140.3 0.82
2	143	0.00	-4387.7	0.0	2140.3 0.80

Armature pali nodo 11

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	207	0.00	-11972.2	0.0	2139.3 0.82
2	207	0.00	-4391.7	0.0	2139.3 0.80

Armature pali nodo 9

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	271	0.00	-11942.8	0.0	2137.6 0.82
2	271	0.00	-4368.5	0.0	2137.6 0.80

Armature pali nodo 7

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	335	0.00	-11882.4	0.0	2136.6 0.82
2	335	0.00	-4311.9	0.0	2136.6 0.80

Armature pali nodo 5

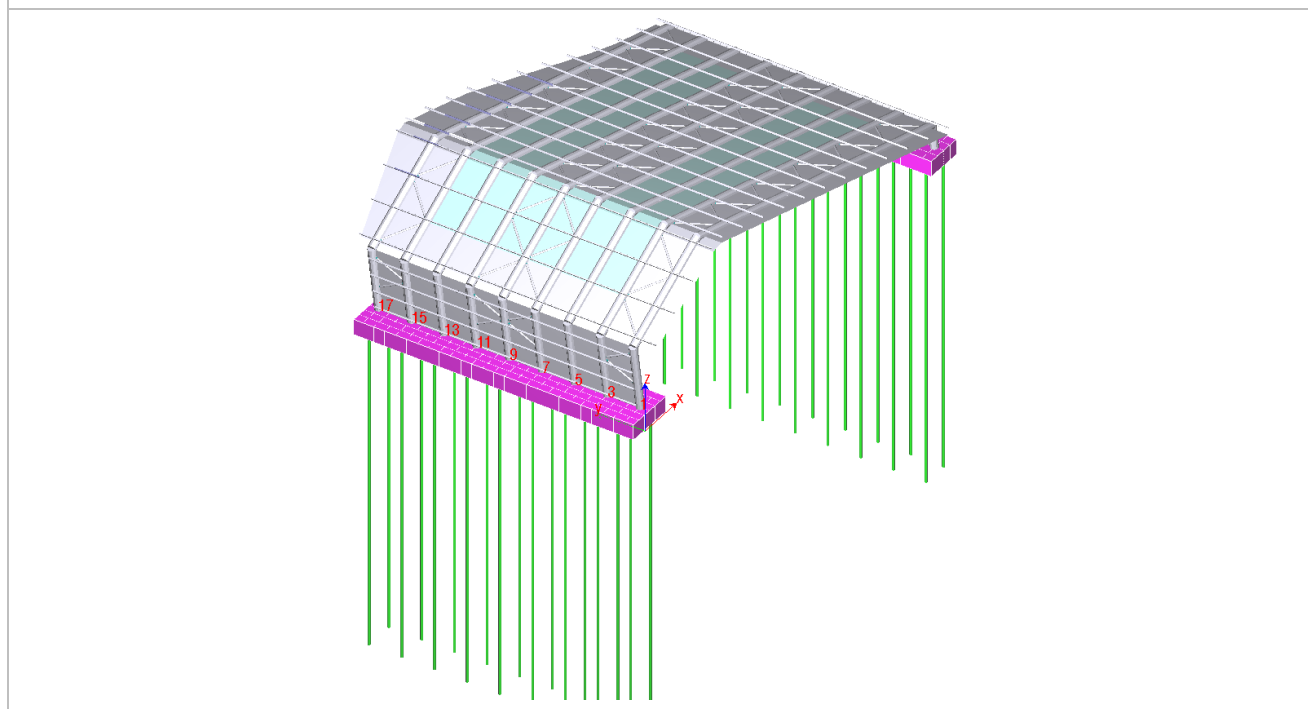
Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	399	0.00	-11795.8	0.0	2136.2 0.81
2	399	0.00	-4226.6	0.0	2136.2 0.80

Armature pali nodo 3

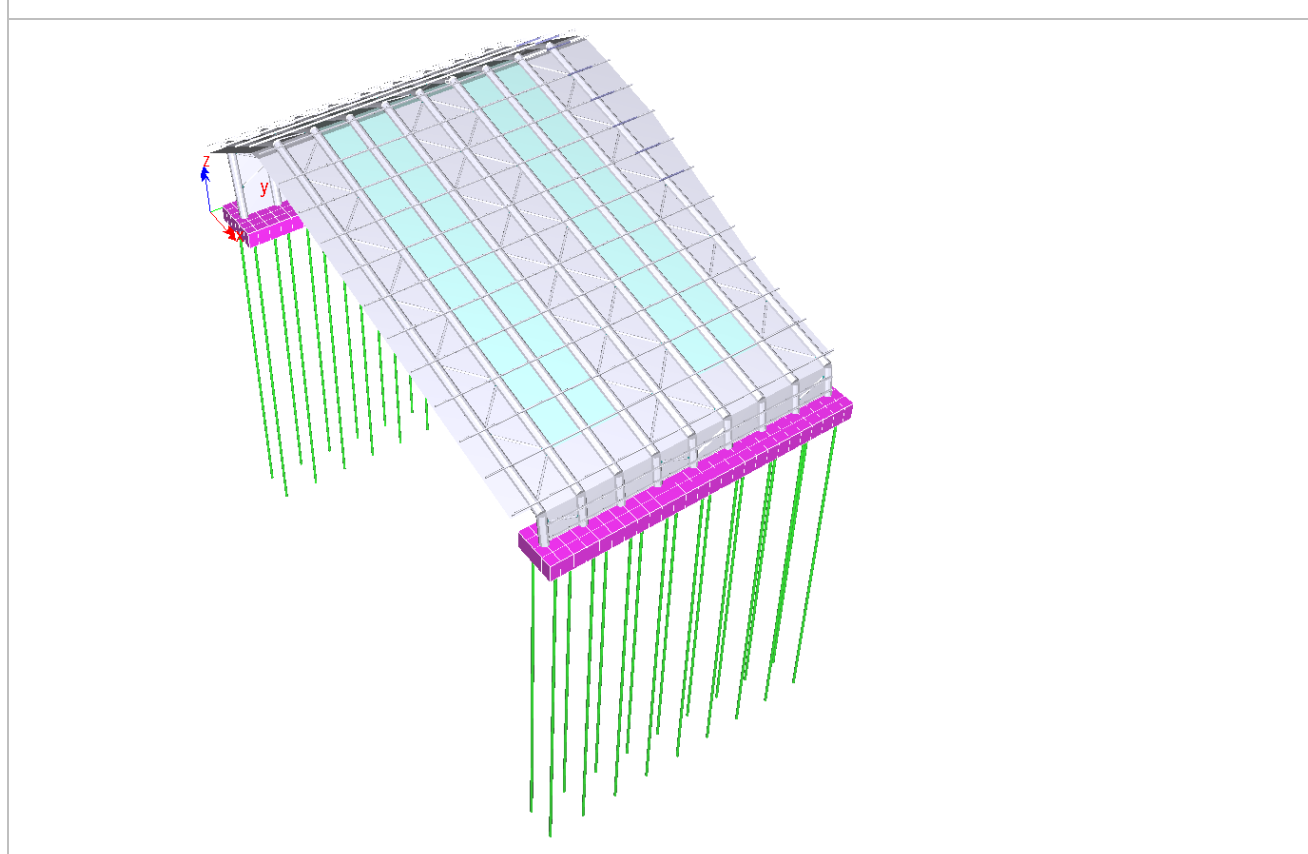
Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	463	0.00	-11685.9	0.0	2137.3 0.81
2	463	0.00	-4112.5	0.0	2137.3 0.80

Armature pali nodo 1

Palo	Comb.	Quota N [m]	Mx [daN]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
1	527	0.00	-11550.1	0.0	2137.9 0.81
2	527	0.00	-3974.1	0.0	2137.9 0.80



MICROPALI FONDAZIONE SUD



Dati Generali

- Lunghezza dei pali 16.80 [m]
- Altezza dello zoccolo di fondazione 0.80 [m]
- Centro della palificata 0.00 0.00 [m]
- Efficienza assiale dei pali esterni 1
- Efficienza assiale dei pali interni 1
- Efficienza flessionale dei pali esterni 1
- Efficienza flessionale dei pali interni 1
- Angolo di carico flessionale 100.00 [°]
- Distanza d'interazione flessionale 2.50 [m]

Sezione Anulare @ Tubi 127.0X6.3 D=13 s1 =[cm]

- D 13 [cm]
- Circonferenza 40 [cm]
- Area 38.57 [cm²]
- J 556 [cm⁴]
- J_x 1113 [cm⁴]
- X 1.00

Materiale

- E 2100000.0 [kg/cm²]
- ν 0.33
- Coeff. di omogeneizzazione 7.00

Tubo esterno S 355 (FE 510)

- f_{yd} 3550.0 [kg/cm²]
- σ_{Rare} 2840.0 [kg/cm²]
- σ_{Freq} 3550.0 [kg/cm²]
- $\sigma_{Q.P.}$ 3550.0 [kg/cm²]

Modalità di progetto: verifica calcestruzzo e tubo esterno

Palo	x [m]	y [m]	Inclinazione xy [°]	Inclinazione vert. [°]
1	-0.70	0.00	0.00	0.00
2	0.70	0.00	0.00	0.00

Armature pali:

Armature pali nodo 18

Palo	Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr	Armature
1	15	0.00	-10221.8	0.0	1754.4	0.67	
2	15	0.00	-4785.2	0.0	1754.4	0.66	

Armature pali nodo 16

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	79	0.00	-10293.2	0.0	1755.0	0.67
2	79	0.00	-4854.5	0.0	1755.0	0.66

Armature pali nodo 14

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	143	0.00	-10346.2	0.0	1755.6	0.67
2	143	0.00	-4905.6	0.0	1755.6	0.66

Armature pali nodo 12

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	207	0.00	-10375.4	0.0	1755.4	0.67
2	207	0.00	-4935.5	0.0	1755.4	0.66

Armature pali nodo 10

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	271	0.00	-10379.6	0.0	1756.7	0.67
2	271	0.00	-4935.5	0.0	1756.7	0.66

Armature pali nodo 8

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	335	0.00	-10361.7	0.0	1757.7	0.67
2	335	0.00	-4914.2	0.0	1757.7	0.66

Armature pali nodo 6

Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	399	0.00	-10315.6	0.0	1757.7	0.67
2	399	0.00	-4868.4	0.0	1757.7	0.66

Armature pali nodo 4

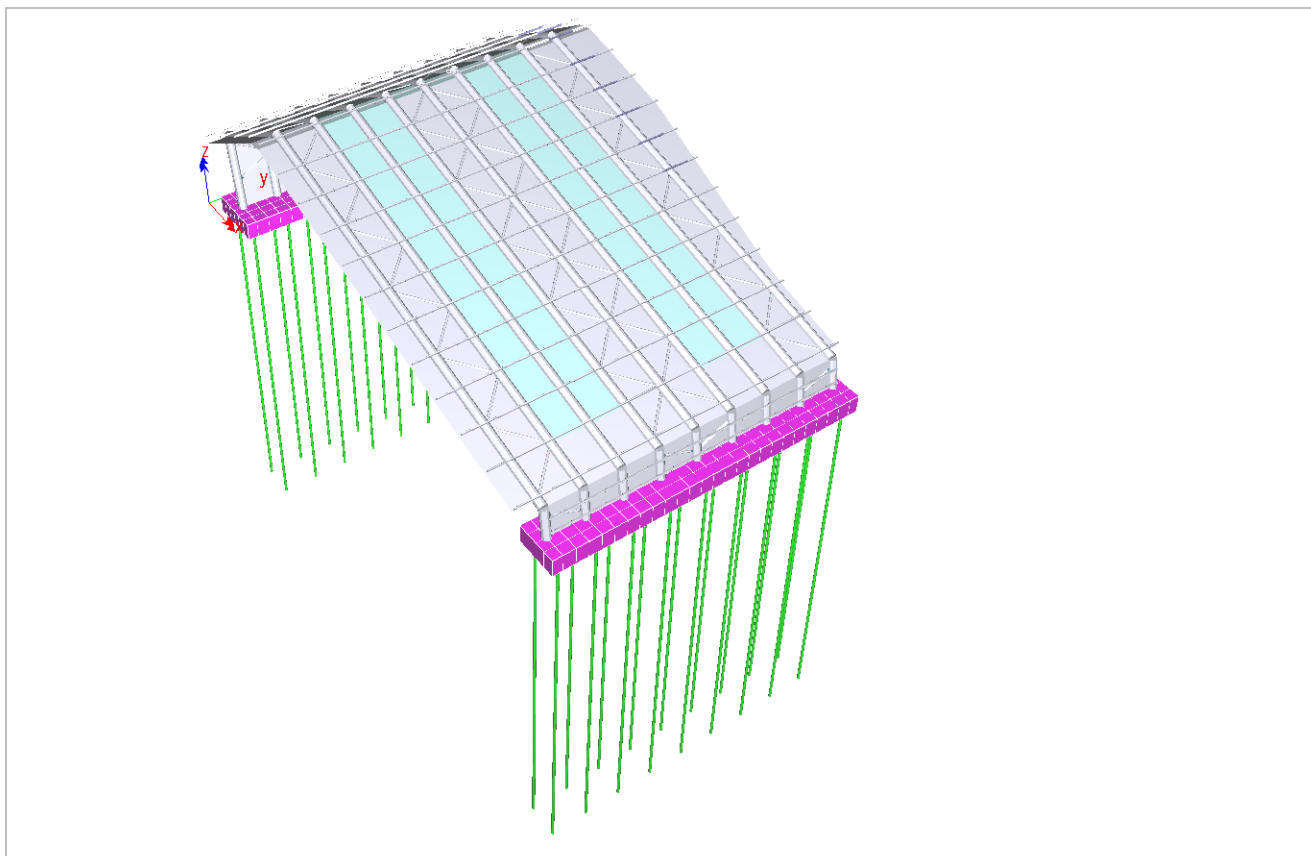
Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	463	0.00	-10248.7	0.0	1758.3	0.67
2	463	0.00	-4799.6	0.0	1758.3	0.66

Armature pali nodo 2

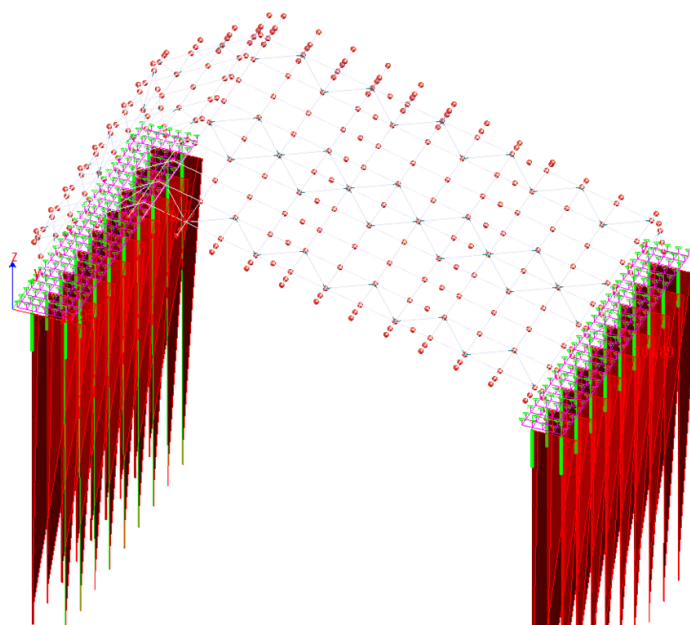
Palo Comb.	Quota N [m]	N [daN]	Mx [daN m]	My [daN m]	Sd/Sr Armature
------------	-------------	---------	------------	------------	----------------

1	527	0.00	-10164.1	0.0	1759.1	0.67
2	527	0.00	-4712.3	0.0	1759.1	0.66

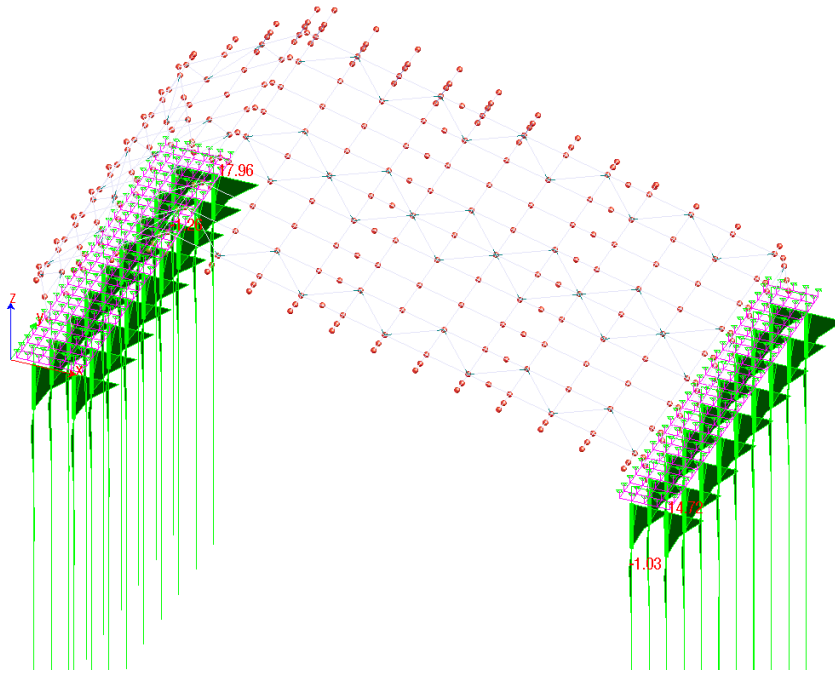


INVILUPPO DIAGRAMMI MICROPALI

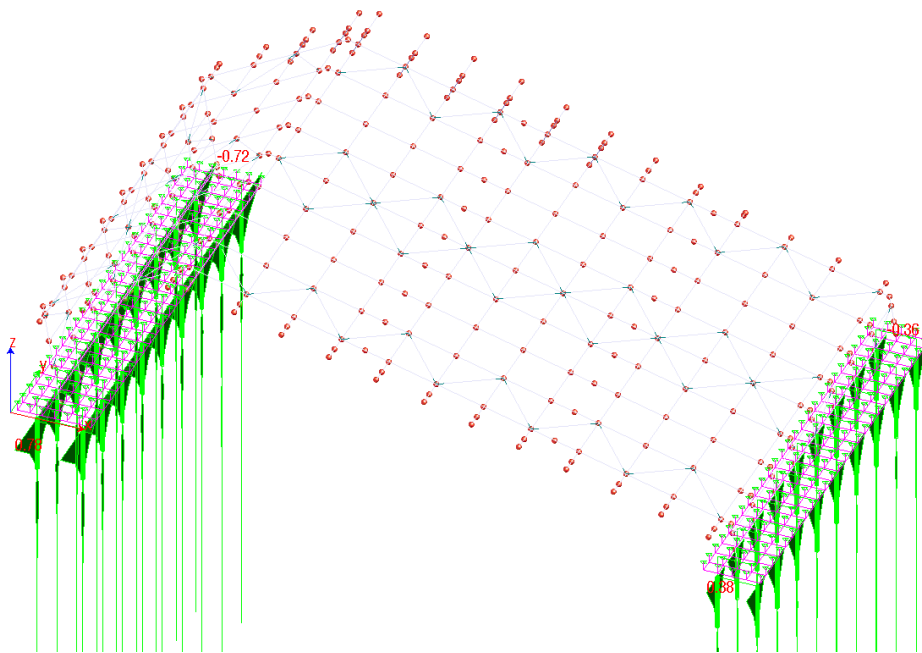
SFORZO ASSIALE



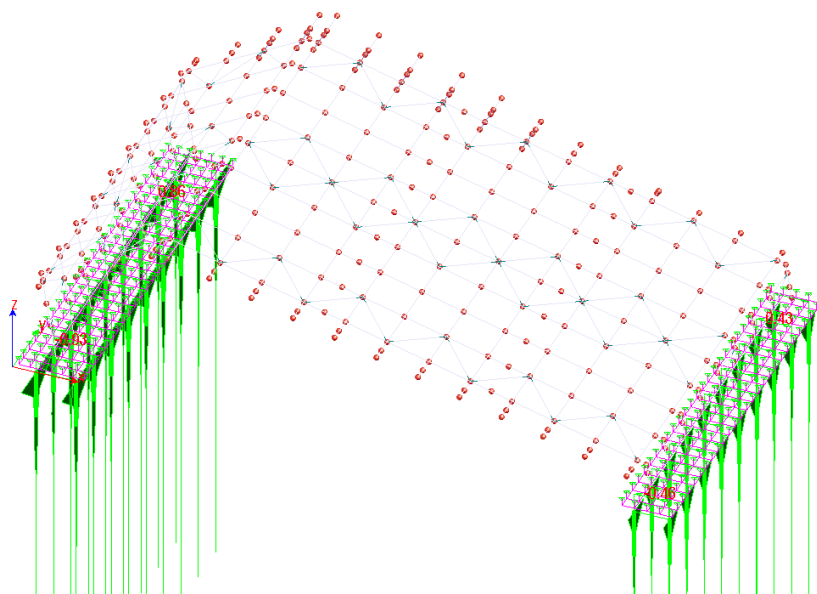
TAGLIO Vx



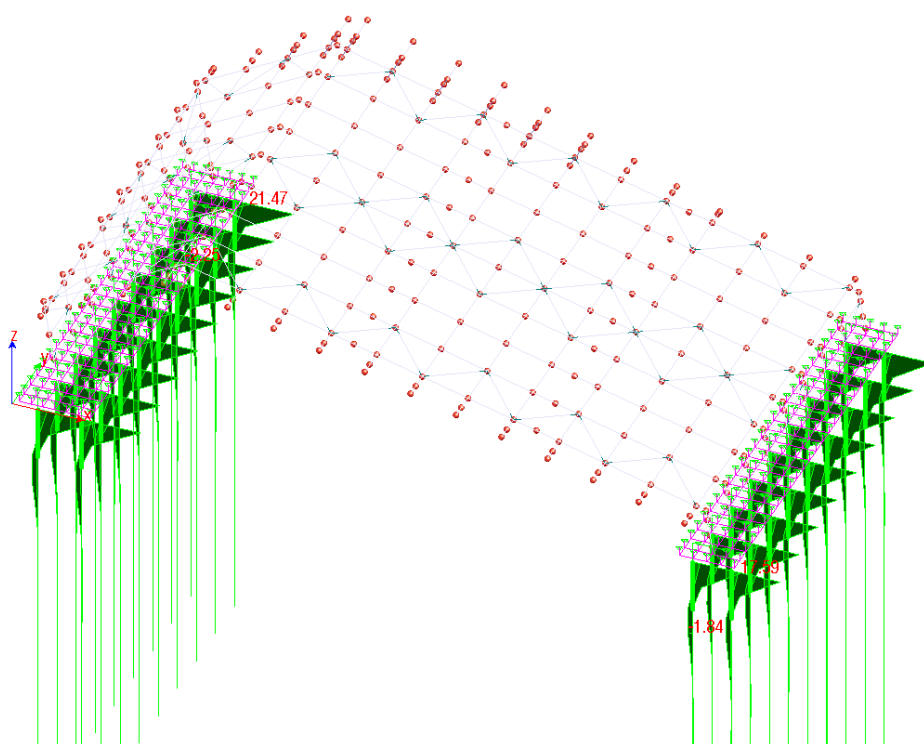
TAGLIO Vy



MOMENTO M_x

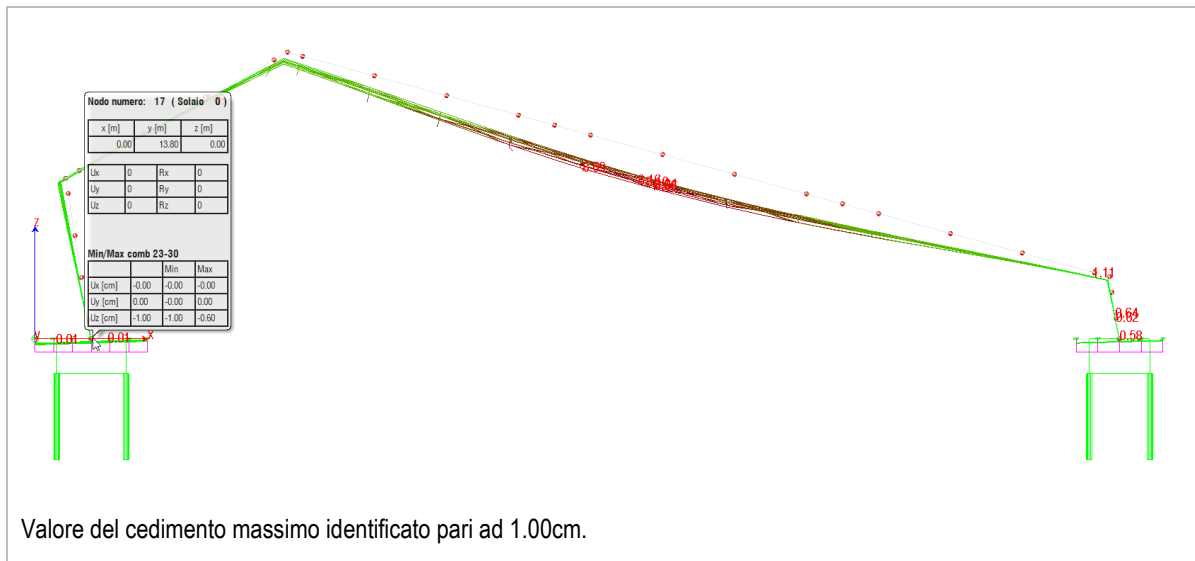


MOMENTO M_y



8.3.6. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI FONDALI

Si riporta nel seguito identificazione del valore del cedimento fondale valutato in progetto, con estrapolazione dal software di calcolo:



9. VERIFICA PLATEE

Campo di applicazione:

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Elementi finiti implementati

- Truss.
- Beam (Modellazione di Travi e Pilastrini).
- Travi su suolo elastico alla Winckler.
- Plinti su suolo elastico alla Winckler.
- Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio.
- Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti.
- Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra).

Schemi di Carico

- Carichi nodali concentrati.
- Carichi applicati direttamente agli elementi.
- Carichi Superficiali.

Tipo di Risoluzione

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.
- Fattorizzazione LDLT.
- Analisi Statica:
 - modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo.
 - ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato).
- Analisi dinamica. (Nel caso di analisi modale gli autovettori ed autovalori possono essere calcolati mediante *subspace iteration* oppure tramite il *metodo dei vettori di Ritz*):
 - Via statica equivalente.
 - Modale con il metodo dello spettro di risposta.

Verifiche lastre/piastre

Modalità di verifica

Gli elementi lastra/piastra possono essere distinti in due categorie in funzione dello stato di sollecitazione:

- elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione semplice (flessione o tensionale a membrana);
- elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto (flessionale e tensionale a membrana).

Le verifiche per stato di sollecitazione semplice sono svolte proiettando le armature lungo le direzioni principali e effettuando la verifica a flessione retta/membrana lungo tali direzioni.

Per gli elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto, le direzioni principali variano, lungo lo sviluppo z dell'elemento, in modo continuo. Il codice di verifica procede a:

- suddivisione dell'elemento in strati di 1 cm di spessore;
- valutazione, per ogni strato, del corrispondente stato di deformazione e tensione membranale;
- ricostruzione, per sovrapposizione dei vari strati membranali, del comportamento globale dell'elemento soggetto allo stato misto di presso-flessione.

Nella determinazione della matrice di rigidezza degli strati di cls, si assume:

- Metodo S.L.U.: il metodo impiegato è quello noto come MCFT acronimo di "Modified Compression Field Method", sviluppato presso l'Università di Toronto da Collins e Del Vecchio a partire dagli anni '80. Il metodo, nella forma implementata, assume per la curva monoassiale tensione-deformazioni del cls quanto previsto dall'EC2;

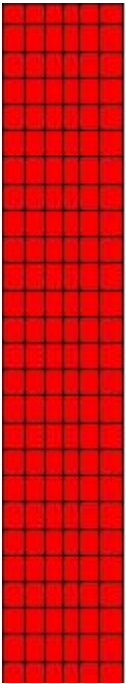
La verifica a punzonamento è condotta considerando autoequilibrata le tensioni nel terreno sotto il cono di punzonamento.

I copriferri indicati sono da intendersi riferiti al centro delle barre resistenti.

Simbologia utilizzata S.L.:

f_{yd} Tensione di snervamento di progetto barre armatura
 ϵ_{ud} Deformazione uniforme ultima
 ϵ_{yd} Deformazione al limite di snervamento
 f_{ck} Resistenza cilindrica caratteristica
 f_{cd} Tensione di calcolo a compressione di base
 ϵ_{c2} Deformazione limite elastico
 ϵ_y Deformazione limite ultimo
 f_{ctd} Tensione di calcolo a trazione di progetto
 ϵ_{ctd} Deformazione al limite di trazione
 E_{cm} Modulo elastico
 $cf_{x,Eq}$ Copriferro in direzione x
 Af_x Armatura in direzione x
 $cf_{y,Eq}$ Copriferro in direzione y
 Af_y Armatura in direzione y
 $N_x, N_y, N_{xy}, M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}$ Componenti di sollecitazione esterna
 $N_{11}, N_{22}, M_{11}, M_{22}, M_{12}$ Componenti di sollecitazione principali
 α Angolo direzioni principali
 C_r Coefficiente rottura S_D/S_R
 ϵ_x Deformazione acciaio direzione x
 ϵ_y Deformazione acciaio direzione y
 ϵ_{min} Deformazione minima cls
 ϵ_{max} Deformazione massima cls
 θ_{max} Angolo direzioni principali di deformazione
 σ_{amm} Tensione ammissibile S.L.E. di riferimento
 σ_x Tensione nelle barre nello S.L.E. di riferimento in direzione x
 σ_y Tensione nelle barre nello S.L.E. di riferimento in direzione y
 $\sigma_{c,max}$ Tensione massima nel cls nello S.L.E. di riferimento
 d Distanza a cui \diamond calcolato il perimetro critico
 $C_{Rd,c}$ Coefficiente taglio resistente elementi privi di armatura a taglio
 V_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd} Sollecitazione esterna verifica a punzonamento
 B_x, B_y Dimensioni perimetro critico
 β Angolo diffusione tensioni
 v_{Ed} Tensione tangenziale sull'area critica
 ρ Rapporto meccanico di armatura
 $V_{Rd,c}$ Taglio resistente elementi privi di armatura

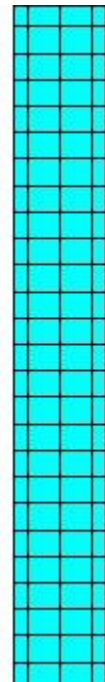
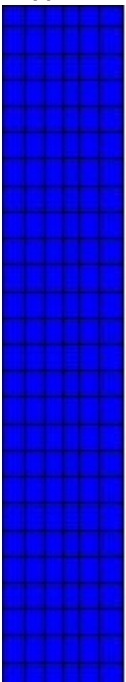
Mappa armature di Estradosso



Colore Armature

	top \emptyset 14/15' X + \emptyset 14/15' Y c=40.0 [mm]
	top \emptyset 14/15' X + \emptyset 14/15' Y c=40.0 [mm]

Mappa armature di Intradosso



Colore Armature

	bottom \emptyset 14/15' X + \emptyset 14/15' Y c=40.0 [mm]
	bottom \emptyset 14/15' X + \emptyset 14/15' Y c=40.0 [mm]

Impostazioni di verifica

Curva σ/ϵ Calcestruzzo secondo:

- Hognestad

Modellazione softening (trazione/compressione)

- $f_{Cd,soft} = f_{Cd} \cdot 0.9 / \sqrt{1 + 400 \epsilon t}$ (Hognestad)

Modellazione compressione biassiale

- $f_{Cd,biaxial} = f_{Cd} (1 + 3.8 \alpha) / (1.0 + \alpha)^2 / \alpha = \epsilon_c 1 / \epsilon_c 2$ (EC2 Ponti 6.110)

Curva σ/ε Acciaio secondo:

- Elastico plastico (EC2 standard)

Elementi più sollecitati per tipologia di sezione

Verifiche SLU *Shell* elemento nodi 15 28

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

f_{yd} [kg/cmq]	$\varepsilon_{yd}/\text{‰}$	$\varepsilon_{ud}/\text{‰}$	$\varepsilon_{ud,Elastic}/\text{‰}$
3913.0	1.86	67.00	1.87

Calcestruzzo C28/35

f_{cd} [kg/cmq]	$\varepsilon_{c2}/\text{‰}$	$\varepsilon_{cu}/\text{‰}$	f_{ctd} [kg/cmq]	$\varepsilon_{ctd}/\text{‰}$	E_{cm} [kg/cmq]	$\varepsilon_{cu,Elastic}/\text{‰}$
158.7	-2.00	-3.50	12.9	0.08	158666.7	-2.00

N.B. Verifiche condotte in campo elastico

Sezione

- sezione 1 H=800.0 [mm]

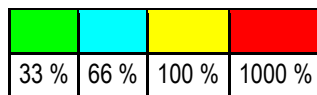
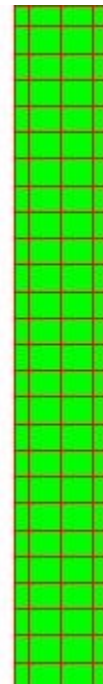
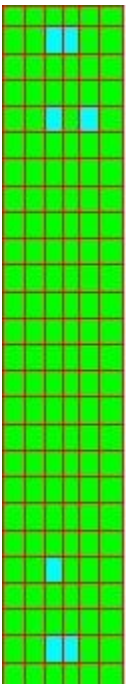
Estradosso				Intradosso			
Af_x [mm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [mm]	Af_y [mm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [mm]	Af_x [mm ²] / m	$cf_{x,Eq}$ [mm]	Af_y [mm ²] / m	$cf_{y,Eq}$ [mm]
1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0

Azioni di verifica combinazione 10 (1116 758 [mm])

N_x	-8743.2	[kg/m]	N_{11}	-9023.1	[kg/m]
N_y	14397.6	[kg/m]	N_{22}	14677.4	[kg/m]
N_{xy}	-2560.0	[kg/m]	α	0.109	[rad]
M_{xx}	-1486.80	[kgm/m]	M_{11}	-2166.50	[kgm/m]
M_y	6453.11	[kgm/m]	M_{22}	7132.81	[kgm/m]
M_{xy}	-2420.49	[kgm/m]	α	0.274	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		θ [rad]
		$\varepsilon_x/\text{‰}$	$\varepsilon_y/\text{‰}$	$\varepsilon_{min}/\text{‰}$	$\varepsilon_{max}/\text{‰}$	
0.42	Estradosso	0.298	1.865	2.364	-0.077	-1.159
	Intradosso	-0.012	-0.066	0.034	-0.236	0.505



Verifiche SLE Rare *Shell* elemento nodi 292 305

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

f_{yd} [kg/cmq]	$\epsilon_{yd}\%$	$\epsilon_{ud}\%$	σ [kg/cmq]
3913.0	1.86	67.00	3600.0

Calcestruzzo C28/35

f_{cd} [kg/cmq]	$\epsilon_{c2}\%$	$\epsilon_{cu}\%$	f_{ctd} [kg/cmq]	$\epsilon_{ctd}\%$	E_{cm} [kg/cmq]	σ [kg/cmq]
158.7	-2.00	-3.50	27.7	0.17	158666.7	168.0

Sezione

- sezione 1 H=800.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af _x	cf _{x,Eq}	Af _y	cf _{y,Eq}	Af _x	cf _{x,Eq}	Af _y	cf _{y,Eq}
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0

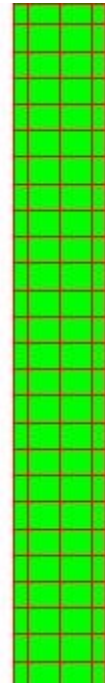
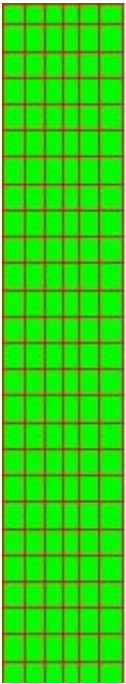
Azioni di verifica combinazione 48 (1484 13983 [mm])

N _x	8303.7	[kg/m]	N ₁₁	9129.7	[kg/m]
N _y	2291.6	[kg/m]	N ₂₂	1465.7	[kg/m]
N _{xy}	-2376.5	[kg/m]	α	-0.334	[rad]
M _{xx}	-753.00	[kgm/m]	M ₁₁	-1621.07	[kgm/m]
M _y	4299.46	[kgm/m]	M ₂₂	5167.53	[kgm/m]
M _{xy}	-2267.04	[kgm/m]	α	0.366	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ _x	σ _y	σ _{c,Max}	θ		
		[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[rad]		
0.21	Estradosso	5.6	47.3	-0.8	-1.108		
	Intradosso	20.9	-40.1	-3.9	0.309		





33 %	66 %	100 %	1000 %

Verifiche SLE Frequenti Shell elemento nodi 292 305

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

f_{yd}	$\epsilon_{yd}\%$	$\epsilon_{ud}\%$	σ
[kg/cmq]			[kg/cmq]
3913.0	1.86	67.00	4500.0

Calcestruzzo C28/35

f_{cd}	$\epsilon_{c2}\%$	$\epsilon_{cu}\%$	f_{ctd}	$\epsilon_{ctd}\%$	E_{cm}	σ
[kg/cmq]			[kg/cmq]		[kg/cmq]	[kg/cmq]
158.7	-2.00	-3.50	27.7	0.17	158666.7	280.0

Sezione

- sezione 1 H=800.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0

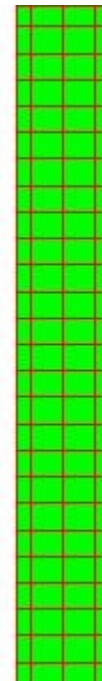
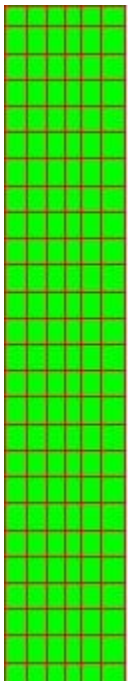
Azioni di verifica combinazione 70 (1484 13983 [mm])

N_x	4817.1	[kg/m]	N_{11}	5257.3	[kg/m]
N_y	1111.6	[kg/m]	N_{22}	671.4	[kg/m]
N_{xy}	-1351.0	[kg/m]	α	-0.315	[rad]
M_{xx}	-714.08	[kgm/m]	M_{11}	-1355.26	[kgm/m]
M_y	2061.33	[kgm/m]	M_{22}	2702.51	[kgm/m]
M_{xy}	-1480.08	[kgm/m]	α	0.409	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ_x	σ_y	$\sigma_{c,Max}$	θ		
		[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[rad]		
0.11	Estradosso	0.5	22.7	-0.9	-1.065		

Intradosso	15.0	-19.2	-2.1	0.352		
------------	------	-------	------	-------	--	--



33 %	66 %	100 %	1000 %

Verifiche SLE Quasi Permanenti Shell elemento nodi 165 178

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

f_{yd} [kg/cmq]	$\epsilon_{yd}\%$	$\epsilon_{ud}\%$	σ [kg/cmq]
3913.0	1.86	67.00	4500.0

Calcestruzzo C28/35

f_{cd} [kg/cmq]	$\epsilon_{c2}\%$	$\epsilon_{cu}\%$	f_{ctd} [kg/cmq]	$\epsilon_{ctd}\%$	E_{cm} [kg/cmq]	σ [kg/cmq]	w_{Max} mm
158.7	-2.00	-3.50	27.7	0.17	158666.7	126.0	0.30

Sezione

- sezione 1 H=800.0 [mm]

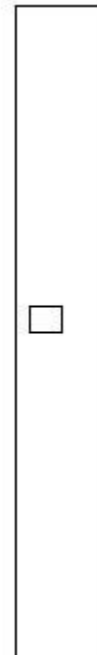
Estradosso				Intradosso			
Af _x	cf _{x,Eq}	Af _y	cf _{y,Eq}	Af _x	cf _{x,Eq}	Af _y	cf _{y,Eq}
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0	1026	40.0

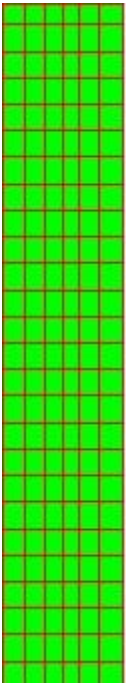
Azioni di verifica combinazione 72 (24714 7657 [mm])

N _x	3401.0	[kg/m]	N ₁₁	3427.1	[kg/m]
N _y	1251.2	[kg/m]	N ₂₂	1225.1	[kg/m]
N _{xy}	-238.5	[kg/m]	α	-0.109	[rad]
M _{xx}	-1697.15	[kgm/m]	M ₁₁	-1880.73	[kgm/m]
M _y	-1332.19	[kgm/m]	M ₂₂	-1148.61	[kgm/m]
M _{xy}	317.33	[kgm/m]	α	-0.524	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		Stato	Ampiezza Fessure mm
		σ _x	σ _y	σ _{c,Max}	θ		
		[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[rad]		
0.08	Estradosso	-12.5	-10.8	-1.6	0.992	NON Fessurato	0.000
	Intradosso	28.4	9.8	0.0	-0.123	NON Fessurato	0.000





33 %	66 %	100 %	1000 %

Verifiche a PUNZONAMENTO Stati Limite

Dati di verifica

- Distanza a cui è calcolato il perimetro critico $d=H * 1.00$
- Le tensioni nel terreno vanno ad equilibrare V_{Ed}

Materiali

Calcestruzzo			Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]		[kg/cmq]
280.0	158.7	42.3	0.12	3913.0

Verifiche Punzonamento Fondazione Nord

Palo Nodo 11
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n	ϕ	α
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
	[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]
30	4.1	0.00000	127.82	0.00	127.82	24.73	29.98	344377923	0.696	1.40	1.516	0.0014	0.04456	0.69167		0.06	2377.0	0.10038

Palo Nodo 13
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n, σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o [mm]	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]			[MPa]	
18	4.1	0.00000	93.19	0.00	93.19	13.90	-4.16	405164194	0.537	1.40	1.516	0.0014	0.03248	0.69167		0.05	2377.0	0.07318	0.02

Palo Nodo 15
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n, σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o [mm]	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]			[MPa]	
26	4.1	0.00000	136.94	0.00	136.94	-16.10	5.00	403847933	0.540	1.40	1.516	0.0014	0.04774	0.69167		0.07	2377.0	0.10754	0.03

Palo Nodo 17
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n, σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Spigolo	2677.5	1026	50.0	1026	50.0	750.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o [mm]	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]			[MPa]	
11	2.5	0.00000	110.51	0.00	110.51	104.79	-54.86	187470353	0.583	1.89	1.516	0.0014	0.10406	0.69167		0.15	1854.0	0.15029	0.04

Palo Nodo 1
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature			
										Punzonamento			
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	n. σ	A_{sw}	sr	α
											[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Spigolo	2677.5	1026	50.0	1026	50.0	750.0				

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
11	3.3	0.00000	113.52	0.00	113.52	-104.14	-35.05	200407672	0.544	1.70	1.516	0.0014	0.09632	0.69167		0.14	1854.0	0.13911	0.03

Palo Nodo 3
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature			
										Punzonamento			
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	n. σ	A_{sw}	sr	α
											[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0				

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
29	4.1	0.00000	135.71	0.00	135.71	16.48	15.93	346109319	0.665	1.40	1.516	0.0014	0.04731	0.69167		0.07	2377.0	0.10658	0.03

Palo Nodo 5
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature			
										Punzonamento			
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	n. σ	A_{sw}	sr	α
											[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0				

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
18	4.1	0.00000	92.42	0.00	92.42	-13.81	-3.79	407819891	0.533	1.40	1.516	0.0014	0.03222	0.69167		0.05	2377.0	0.07258	0.02

Palo Nodo 7
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n, σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{XEd}	M_{YEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_0	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
	[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
25	4.1	0.00000	129.79	0.00	129.79	-25.06	35.82	345079470	0.717	1.40	1.516	0.0014	0.04524	0.69167		0.07	2377.0	0.10192	0.02

Palo Nodo 9
Sezione 1

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n, σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1727.0	127.0	800.0	Bordo	5355.1	1026	50.0	1026	50.0	750.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{XEd}	M_{YEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_0	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
	[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
10	4.1	0.00000	108.33	0.00	108.33	-0.12	-21.36	356361222	0.800	1.40	1.516	0.0014	0.03776	0.69167		0.05	2377.0	0.08507	0.02

Verifiche Punzonamento Fondazione Sud

Palo Nodo 10
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n, σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{XEd}	M_{YEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_0	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
	[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
11	3.4	0.00000	110.17	0.00	110.17	-0.72	5.00	203408790	0.795	1.40	1.500	0.0000	0.04789	0.68048		0.07	2527.0	0.07630	0.02

Palo Nodo 12
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n.	σ	α
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	A_{sw}	sr	[rad]
										[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]						[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
30	3.4	0.00000	79.48	0.00	79.48	11.82	-75.93	203562689	0.794	2.52	1.500	0.0000	0.06216	0.68048		0.09	2527.0	0.09903	0.02

Palo Nodo 14
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n.	σ	α
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	A_{sw}	sr	[rad]
										[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
18	3.4	0.00000	77.74	0.00	77.74	16.47	4.90	330971241	0.538	1.40	1.500	0.0000	0.03379	0.68048		0.05	2527.0	0.05384	0.01

Palo Nodo 16
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature Punzonamento		
										n.	σ	α
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	A_{sw}	sr	[rad]
										[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
26	3.4	0.00000	82.65	0.00	82.65	-18.89	-35.00	216351247	0.744	1.67	1.500	0.0000	0.04276	0.68048		0.06	2527.0	0.06813	0.02

Palo Nodo 18
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	cf_{Top}	$A_{fBottom}$	cf_{Bottom}	d	Armature Punzonamento		
										n. σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Spigolo	2013.0	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{XEd}	M_{YEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]						[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
25	1.9	0.00000	43.44	0.00	43.44	-12.15	64.40	102054489	0.792	3.36	1.500	0.0000	0.09053	0.68048		0.13	1654.0	0.11019	0.03

Palo Nodo 2
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	cf_{Top}	$A_{fBottom}$	cf_{Bottom}	d	Armature Punzonamento		
										n. σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Spigolo	2013.0	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{XEd}	M_{YEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
26	2.7	0.00000	59.27	0.00	59.27	-10.11	-54.01	102040577	0.792	2.45	1.500	0.0000	0.09011	0.68048		0.13	1654.0	0.10967	0.03

Palo Nodo 4
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	cf_{Top}	$A_{fBottom}$	cf_{Bottom}	d	Armature Punzonamento		
										n. σ	A_{sw}	sr
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0			

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{XEd}	M_{YEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
30	3.4	0.00000	82.50	0.00	82.50	18.77	-37.06	214687347	0.750	1.71	1.500	0.0000	0.04375	0.68048		0.06	2527.0	0.06971	0.02

Palo Nodo 6
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature			
										Punzonamento			
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	n. σ	A_{sw}	sr	α
											[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0				

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
	[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
18	3.4	0.00000	77.48	0.00	77.48	-16.76	5.05	330627990	0.539	1.40	1.500	0.0000	0.03368	0.68048		0.05	2527.0	0.05366	0.01

Palo Nodo 8
Sezione 2

Materiali

Calcestruzzo				Acciaio	
f_{ck}	f_{cd}	$V_{Rd,max}$	$C_{Rd,c}$	f_{yd}	
[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	
28.00000	15.86670	4.22689	0.12	391.30435	

Geometria e Armature

B_x	B_y	H	Tipo	u_1	A_{fTop}	c_{fTop}	$A_{fBottom}$	$c_{fBottom}$	d	Armature			
										Punzonamento			
[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	n. σ	A_{sw}	sr	α
											[mm ²]	[mm]	[rad]
1527.0	127.0	800.0	Bordo	4026.1	0	0.0	0	0.0	800.0				

Verifiche

Comb. Crit.	A_{soil}	σ_{soil}	N_{Ed}	N_{soil}	V_{Ed}	M_{xEd}	M_{yEd}	W_1	k	β	k_v	ρ	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,cs}$	V_{Ed}/V_{Rd}	u_o	$V_{Ed,max}$	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
	[m ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[mm ²]					[MPa]	[MPa]	[MPa]		[mm]	[MPa]	
26	3.4	0.00000	80.63	0.00	80.63	-12.17	-80.36	203500533	0.795	2.58	1.500	0.0000	0.06471	0.68048		0.10	2527.0	0.10309	0.02