

HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto BA - BANCHINA "N" - NUOVO TERMINAL CONTAINER
ELABORATI GENERALI
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - BANCHINA "N1"

file 1114-E-BAN-STR-RC-11-1.doc **codice** 1114-E-BAN-STR-RC-11-1 **scala** -

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	28/07/2021	Emissione per approvazione	R. Bullo	L. Masiero	T. Tassi
1	15/09/2021	Emissione per approvazione	R. Bullo	L. Masiero	T. Tassi

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente _____ contraente generale _____



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna



**Consorzio Stabile
Grandi Lavori S.c.r.l.**

Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



**Dredging
International**

DEME - Dredging International NV
Haven 1025 - Scheldedijk 30
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti _____



Technital S.p.A.
Via Carlo Cattaneo, 20
37121 Verona

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA
Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl
Via Filangieri 11
80121 Napoli

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Marco Di Stefano

PROGETTO ESECUTIVO

BANCHINE

Relazione di calcolo strutture – Banchina “N1”

15 Settembre 2021

PROGETTISTI

RTP:  **TECNITAL**

F&M
ingegneria

SISPI
engineering

SOMMARIO

1	PREMESSA	7
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	8
2.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI	8
2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	8
3	SITUAZIONE ATTUALE DELL'AREA	9
4	PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO	10
5	STATO DI CONSISTENZA DELL'OPERA	11
5.1	ANALISI STORICO-CRITICA	11
5.1.1	INQUADRAMENTO STORICO	12
5.1.2	PROGETTAZIONE DELL'OPERA	17
5.2	RILIEVO	26
5.2.1	RILIEVI ESEGUITI.....	26
5.2.2	VERIFICHE GEOMETRICHE.....	28
5.2.2.1	LUNGHEZZA DI BANCHINA.....	28
5.2.2.2	QUOTA DELLA TRAVE DI CORONAMENTO	29
5.2.2.3	FRONTE BANCHINA	31
5.3	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	32
5.3.1	DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE – CERTIFICAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI E DETTAGLI COSTRUTTIVI	32
5.3.1.1	CERTIFICAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI E DETTAGLI COSTRUTTIVI	32
5.3.1.2	INDAGINI STRUTTURALI	36
5.4	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	39
5.5	AZIONI	39
5.6	RIASSUNTO DELLO STATO DI FATTO	40
5.7	ANALISI DELLE CARENZE DELLA STRUTTURA ATTUALE IN RELAZIONE ALLE NUOVE ESIGENZE DI UTILIZZO	43
6	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO	44
6.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	44
6.1.1	CALCESTRUZZO	44
6.1.2	ACCIAIO	44
6.1.2.1	ACCIAIO PER ARMATURE.....	44
6.2	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	45
6.2.1	VITA NOMINALE	45

6.2.2	CLASSE D'USO	45
6.2.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	46
6.3	ANALISI DEI CARICHI	47
6.3.1	PESO PROPRIO	47
6.3.2	CARICHI DI BANCHINA.....	47
6.3.2.1	AZIONI ACCIDENTALI SU BANCHINA	47
6.3.2.2	CARICHI VEICOLARI	47
6.3.2.3	CARICHI DA GRU.....	47
6.3.2.4	CARICHI ORIZZONTALI DI BANCHINA	52
6.3.3	VENTO.....	52
6.3.4	NEVE	55
6.3.5	SISMA.....	55
6.3.6	SPINTA IDRODINAMICA	58
6.3.7	CARICHI ECCEZIONALI – URTO DI NATANTE	59
6.4	DESIGN APPROACH	60
7	TEORIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	63
7.1.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI	63
7.1.1.1	NORMATIVA	63
7.1.1.2	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO	65
7.1.1.3	COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	67
7.1.1.4	CEDIMENTI.....	67
7.1.2	MURI DI SOSTEGNO.....	67
7.1.2.1	CALCOLO DELLA SPINTA	67
7.1.3	FONDAZIONI SU PALI.....	72
7.1.3.1	NORMATIVA	72
7.1.3.2	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	73
7.1.3.2.1	Palo in terreno coesivo saturo	73
7.1.3.2.2	Palo in terreno incoerente.....	76
7.1.3.3	CAPACITÀ PORTANTE LATERALE	78
7.1.3.4	CAPACITÀ PORTANTE – INTERPRETAZIONI DEL CAMPO PROVE	78
7.1.4	TIRANTI	84
7.1.4.1	NORMATIVA	84
7.1.4.2	RESISTENZA A SFILAMENTO BULBO-TERRENO	85
7.1.4.3	TIRANTE – INTERPRETAZIONI DEL CAMPO PROVE.....	86
7.1.4.4	RESISTENZA A SFILAMENTO ACCIAIO-MALTA CEMENTIZIA	90
7.1.5	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	91

7.1.6	CEDIMENTI	94
7.1.7	MIGLIORAMENTO DEI TERRENI – COLONNE IN GHIAIA	94
8	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE	97
8.1	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	97
8.2	SOFTWARE DI CALCOLO GEOTECNICO	98
9	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO - OPERE DI BANCHINA	100
9.1	MODELLO DI CALCOLO	103
9.1.1	DATI DI INPUT	104
9.1.2	MODELLO GEOTECNICO	106
9.1.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	110
9.1.4	FASI DI CALCOLO	110
9.1.5	ANALISI DEI CARICHI	111
9.1.6	RISULTATI DELLE ANALISI	113
9.1.6.1	PALANCOLATO	115
9.1.6.1.1	Inviluppo Deformazioni SLE/SLD	115
9.1.6.1.2	Inviluppo - SLU/SLV	116
9.1.6.1.3	Inviluppo – SLE.....	117
9.1.6.2	PALIFICATA D1200 RETROSTANTE LA PARATIA	118
9.1.6.2.1	Inviluppo Deformazioni SLE/SLD e deformazioni.....	118
9.1.6.2.2	Inviluppo - SLU/SLV	119
9.1.6.3	PALIFICATA D1200 DELLA TRAVE MARTELLO	120
9.1.6.3.1	Inviluppo Deformazioni SLE/SLD e deformazioni.....	120
9.1.6.3.2	Inviluppo - SLU/SLV	121
9.1.6.4	PALI D600	122
9.1.6.4.1	- SLU/SLV – Prima fila	123
9.1.6.4.2	- SLU/SLV – Seconda fila	124
9.1.6.4.3	- SLU/SLV – Terza fila	125
9.1.6.4.4	- SLU/SLV – Quarta fila	126
9.1.6.5	TIRANTI ORIZZONTALI	127
9.1.6.6	TIRANTI OBLIQUI.....	128
9.1.6.7	PALIFICATA D1000 – VIA DI CORSA GRU.....	128
9.1.6.8	ANALISI STABILITÀ GLOBALE	129
9.1.6.9	ANALISI PER AZIONI ECCEZIONALI: URTO	130
9.2	VERIFICHE.....	131
9.2.1	VERIFICHE FASE TRANSITORIA.....	131
9.2.2	VERIFICHE PALANCOLATO.....	133

9.2.2.1	VERIFICHE A TAGLIO	138
9.2.2.2	VERIFICHE A FLESSIONE	138
9.2.3	VERIFICHE PALIFICATA D1200 RETROSTANTE IL PALANCOLATO	140
9.2.3.1	VERIFICHE STRUTTURALI PALIFICATA	140
9.2.3.2	SEZIONE TRA 0 E -13.0 M	141
9.2.3.3	SEZIONE TRA -13.0 E -29.5 M	145
9.2.3.4	VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE	149
9.2.4	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI DI SOMMITÀ.....	154
9.2.4.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	156
9.2.4.2	VERIFICA SEZIONE A-A.....	159
9.2.4.3	VERIFICA SEZIONE B-B.....	163
9.2.4.4	VERIFICA SEZIONE C-C	167
9.2.4.5	VERIFICA SEZIONE CON POZZETTO PANZERBELT	171
9.2.4.6	VERIFICA SPINOTTI DI COLLEGAMENTO TRA TRAVE ESISTENTE E SOPRAELEVAZIONE.....	175
9.2.4.7	VERIFICA GIUNTO TRAVI DI SOMMITÀ.....	177
9.2.5	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE MARTELLO	178
9.2.5.1	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE	178
9.2.5.2	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	183
9.2.5.3	SEZIONE TRA 0 E -12.1 M	184
9.2.5.4	SEZIONE TRA -12.1 E -34.8 M	188
9.2.5.5	VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE	192
9.2.6	VERIFICHE DEI TIRANTI.....	194
9.2.6.1	VERIFICHE DEI TIRANTI ORIZZONTALI	194
9.2.6.2	VERIFICHE DEI TIRANTI INCLINATI.....	195
9.2.7	VERIFICHE PALI D600 E FONDAZIONI SPECIALI	196
9.2.7.1	VERIFICHE PALI D600	196
9.2.7.2	VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONI SPECIALI.....	201
9.2.7.3	VERIFICHE CAPACITÀ PORTANTE	206
9.2.8	VERIFICHE DELLA SECONDA VIA DI CORSA DELLA GRU	208
9.2.8.1	ANALISI DEI CARICHI	208
9.2.8.2	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE C.A.	210
9.2.8.3	VERIFICHE STRUTTURALI PALI IN C.A.....	213
9.2.9	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	216
9.2.10	DIMENSIONAMENTO DEL GEOSINTETICO AL DI SOPRA DEI PALI DI RINFORZO	218
10	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO - FONDAZIONI SUPERFICIALI	221
10.1	POZZETTI 1X1X1.2 M.....	221

10.1.1	ANALISI DEI CARICHI	221
10.1.2	MODELLO DI CALCOLO	222
10.1.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	228
10.2	POZZETTI 1X1X3.8 M.....	232
10.2.1	ANALISI DEI CARICHI	232
10.2.2	MODELLO DI CALCOLO	234
10.2.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	238
10.3	POZZETTI 2X2X2 M.....	242
10.3.1	ANALISI DEI CARICHI	242
10.3.2	MODELLO DI CALCOLO	243
10.3.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	248
10.4	MURETTI DI SOSTEGNO.....	252
10.4.1	DATI DI INPUT	252
10.4.2	ANALISI DEI CARICHI	253
10.4.3	TERRENO	253
10.4.4	COMBINAZIONI	253
10.4.5	RISULTATI.....	255
11	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI	261
12	LIMITI PER VIE DI CORSE GRU.....	262
13	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO.....	263

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda le verifiche geotecniche e strutturali relative all'intervento di adeguamento previsto per la banchina Nuovo Terminal Container – Sopraelevazione (Banchina N1) nell'ambito del progetto esecutivo “Approfondimento Canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, Nuovo Terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.G. vigente 2007 – I Fase – Porto di Ravenna”.



Figura 1 – Individuazione del Nuovo Terminal Container – Sopraelevazione (Banchina N1)

Nonostante la banchina N1 sia di recente costruzione (realizzata nel 2007-2008) dovrà essere adeguata a mutate esigenze d'uso che prevedono:

- L'utilizzo di n.1 gru a portale con scartamento di 19 m in luogo della iniziale previsione di una gru con scartamento di 30,48 m;
- Una quota del piano di banchina a +3,50 m su l.m.m. invece della precedente previsione di 2,50 m su l.m.m.
- Un fondale operativo a -14,50 m su l.m.m. (-15,00 m su l.m.m. di calcolo) in accordo alle previsioni del Piano Regolatore Portuale.

Con queste premesse il progetto di intervento sul banchinamento, agendo su una struttura completamente realizzata e introducendo significative variazioni delle sollecitazioni, va inquadrato nell'ambito degli interventi di adeguamento di strutture esistenti, ai sensi delle previsioni del capitolo 8 “Costruzioni esistenti” delle Norme vigenti (DN 17 gennaio 2018), che ne stabilisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi su tali costruzioni.

Secondo quanto previsto risulta necessario individuare il livello di conoscenza delle opere realizzate ed eseguire una valutazione completa della sicurezza nei riguardi delle azioni di progetto stabilite per le nuove costruzioni, con deroga nei riguardi delle sole prescrizioni sui dettagli costruttivi purché siano garantite le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità prescritte per i vari stati limite.

La presente relazione viene sviluppata con l'esame dei seguenti aspetti:

- Descrizione dell'opera esistente e della soluzione di adeguamento;
- Definizione del quadro geotecnico di riferimento;
- Descrizione dei criteri di analisi e verifica sulla base del quadro normativo vigente;
- Definizione delle azioni sulle opere;
- Analisi della sicurezza delle opere in condizioni di esercizio e limite;

- Analisi della sicurezza delle opere in relazione a possibili fenomeni di collasso globale dell'insieme terreno-struttura.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 2.02.1974, n° 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana (1984) – “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Associazione Geotecnica Italiana (2012) – “Jetgrouting. Raccomandazioni”.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P., A.G.I. (2012) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

Circa le indicazioni applicative considerate per l'ottenimento dei requisiti prestazionali prescritti nel DM del 17/01/2018, ci si è riferiti, quando non direttamente alle indicazioni delle Norme Tecniche stesse, a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel seguito. In particolare, per quel che riguarda le Verifiche Strutturali, le indicazioni fornite dagli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle norme.

2.2 NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI

- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 13369 – “Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo”.
- UNI EN 13225 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi strutturali lineari”.
- UNI EN 14992 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi da parete”.
- UNI EN 13747 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo- Lastre per solai”.

2.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1994 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.
- UNI EN 1997 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
- BS6349 – “Maritime works”
- Recommendation of the Committee for Waterfront Structures EAU, Sixth English Edition (EAU 1990)
- PIANC 2002 – “Guidelines for the Design of Fenders Systems”

3 SITUAZIONE ATTUALE DELL'AREA

La banchina N1 – NTC Sopraelevazione (ex Trattaroli Destra) oggetto della presente relazione fa parte del bacino di evoluzione del canale Candiano in corrispondenza di largo Trattaroli, in sponda Sud, per uno sviluppo di circa 300 m, in prosecuzione delle esistenti banchine in penisola Trattaroli. Il progetto esecutivo dell'opera risale all'agosto 2005, ma è stato rivisto significativamente nel novembre 2006, per poter tener conto dell'inclusione di Ravenna in zona sismica e in modo da essere compatibile con l'approfondimento a -14,50 n su l.m.m. del Canale Candiano.



Figura 2 – Ortofoto mediante drone Nuovo Terminal Container – Sopraelevazione (Banchina N1)

La banchina realizzata presenta le seguenti caratteristiche geometriche e prestazionali:

	Prestazioni
Quota piazzali:	+2,50 m su l.m.m.
Fondale operativo:	-11,50 m su l.m.m.
Sovraccarico:	60 kPa
Bitte da 500 kN (ma idonee per tiro di 1500 kN) ad interasse:	25,00 m
Gru su rotaia con scartamento	30,48 m
Coefficiente di compartecipazione dei carichi:	$\psi_{2,i}=0.8$ <i>categoria E secondo NTC2018</i>

4 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO

Le prestazioni richieste per la banchina N1 sono:

	Esplicitamente indicate dalla committenza in fase di Progetto Definitivo	Utilizzato nel Progetto Esecutivo
Fondale di progetto:	-12,50 m su l.m.m.	12,50 m su l.m.m.
Futuro fondale di progetto:	-14,50 m su l.m.m.	-14,50 m su l.m.m.
Fondale di calcolo:	-15,00 m s.l.m.m.	-15,00 m s.l.m.m.
Quota piazzali:	+3.50 m s.l.m.m.	+3.50 m s.l.m.m.
Sovraccarico:	60 kPa	60 kPa
Bitte da 1000 kN ad interasse:	25 m	Mantenute le bitte esistenti
Gru a portale con scartamento:	19 m	19 m
Nave di progetto:	da 100.000 t (<i>molto grande</i> ai sensi della definizione delle NTC 2008).	da 100.000 t (<i>molto grande</i> ai sensi della definizione delle NTC 2008). Per il calcolo dei fender sono state assunte le seguenti Navi portacontainer: <ul style="list-style-type: none"> • Panamax da 30'000 DWT • Panamax da 60'000 DWT • Post Panamax da 70'000 DWT • Post Panamax da 100'000 DWT
Azione sismica		
Classe d'uso:	III	III
Vita nominale:	50 anni	50 anni
Coefficiente di compartecipazione dei carichi:	$\psi_{2,i}=0.8$	$\psi_{2,i}=0.8$ <i>categoria E secondo NTC2018</i>

5 STATO DI CONSISTENZA DELL'OPERA

In accordo al capitolo 8 del DM 17.01.2018, per procedere ad un intervento su una struttura esistente è necessario procedere ad una valutazione conoscitiva dell'opera e del suo stato di conservazione.

L'opera oggetto di studio si identifica come un intervento di adeguamento, come descritto al §8.4 nel quale si individuano le seguenti categorie:

<i>Interventi di riparazione o locali</i>	<i>Interventi che interessino singoli elementi strutturali e che comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;</i>
<i>Interventi di miglioramento</i>	<i>Interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al §8.4.3</i>
<i>Interventi di adeguamento</i>	<i>Interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo livelli di sicurezza fissati al §8.4.3</i>

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni

Dato che le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse, la normativa traccia solo le linee generali per la redazione dei progetti e lascia al progettista la definizione delle modalità di valutazione della sicurezza. In generale si prevedono i seguenti passi logistici in sequenza:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- Azioni;

5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

L'analisi storico-critica viene descritta nelle sue finalità nella normativa vigente al §8.5.1 del D.M. 17.01.2018 e al §C8.5.1 della Circolare applicativa. Si riportano nel seguito degli estratti:

[§8.5.1] Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.

[§C8.5.1] L'analisi storica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'edificio e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario. In tal senso l'indagine storica diventa indagine critica e fonte, per eccellenza, di documentazione e conoscenza finalizzate all'interpretazione del comportamento strutturale.

L'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, eventuali relazioni di collaudo e riguarda:

- *l'epoca di costruzione;*
- *le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;*
- *la forma originaria e le successive modifiche;*
- *i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;*
- *le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;*

- *gli interventi di consolidamento pregressi;*
- *gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio e parte.*

L'analisi descritta nel seguito si divide in due capitoli che riportano l'evoluzione nel tempo dell'area in oggetto e l'evoluzione progettuale.

5.1.1 Inquadramento storico

In Figura 3 è evidenziata una foto aerea del 1943-44 mentre in Figura 4 è evidenziata una fotografia aerea dell'area di Largo Trattaroli dal volo IGM-GAI del 1954 a cui è sovrapposta alla Carta Tecnica Regionale. Si osserva che il canale Candiano aveva ancora una modesta larghezza e che l'area di largo Trattaroli ricadeva tutta a terra.

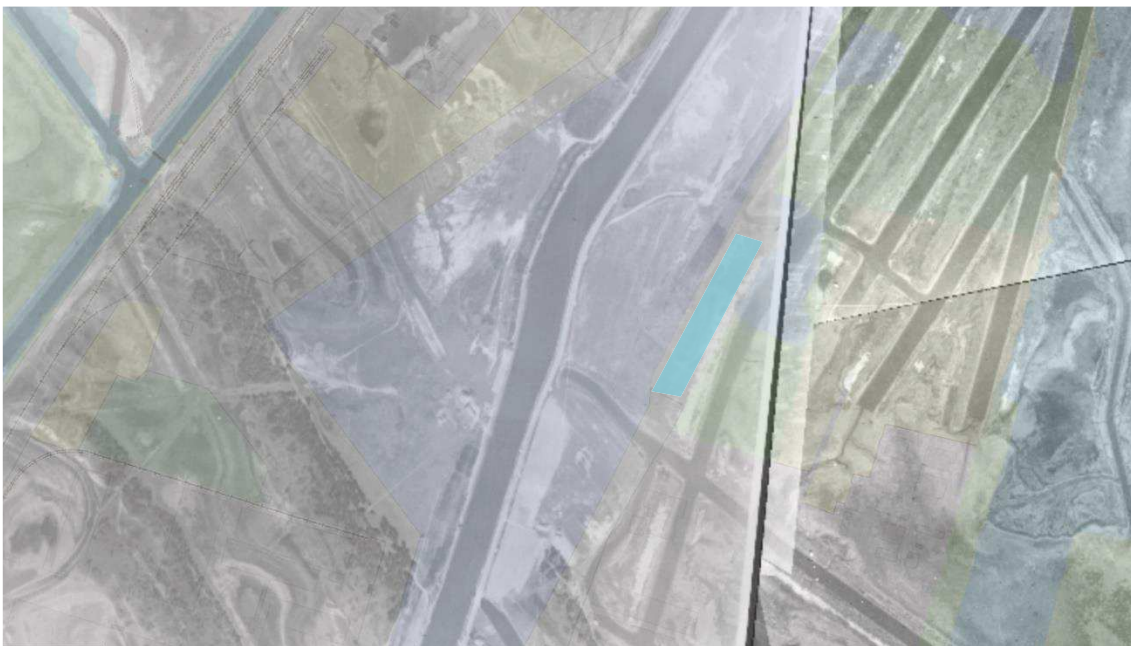


Figura 3 – Foto della Royal Air Force in Emilia Romagna 1943-1944



Figura 4 – Foto aerea dell’area di Largo Trattaroli del 1954 (volo IGMI-GAI da Regione Emilia Romagna)

Nelle figure successive estratte da Google Maps viene visualizzata la cronistoria dell’area di interesse dal 2003 al 2020. Si osserva che l’area dove sarà realizzata la banchina Trattaroli Destra ricade completamente a terra, in prosecuzione della banchina Docks Piomboni Nord. La banchina N1 è stata ultimata nel marzo 2009.

Il rilevato presente, frontalmente al filo banchina, viene rimosso solamente fino a metà della stessa, tra il 2009 e il 2010 (in corrispondenza dell’ultimazione dei lavori della banchina avvenuta nel marzo 2009).

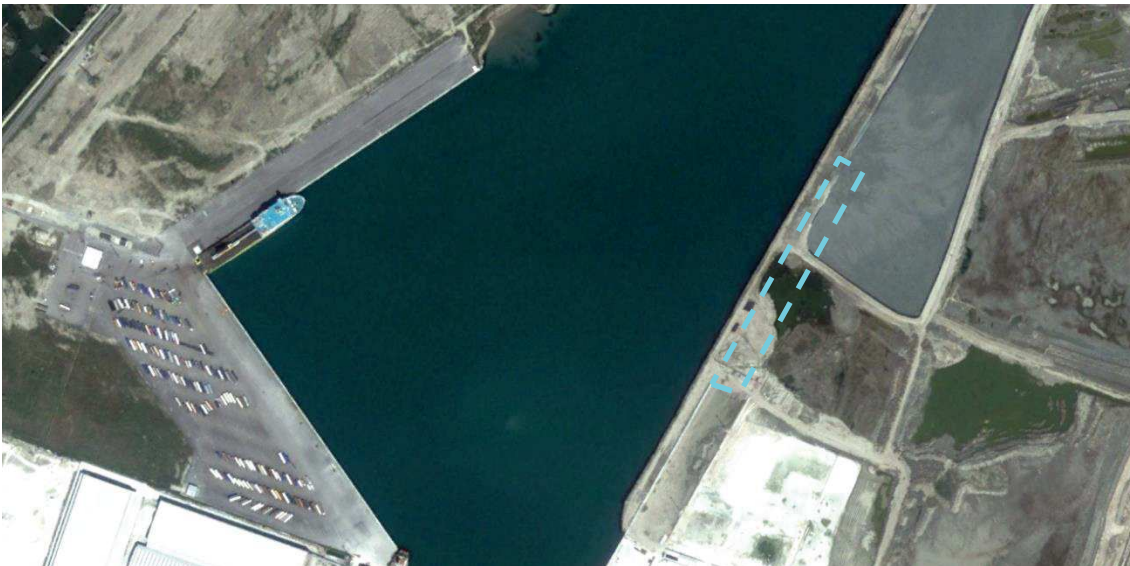


Figura 5 – Ortofoto 6/2003 (Google Maps)



Figura 6 – Ortofoto 10/2009 (Google Maps)

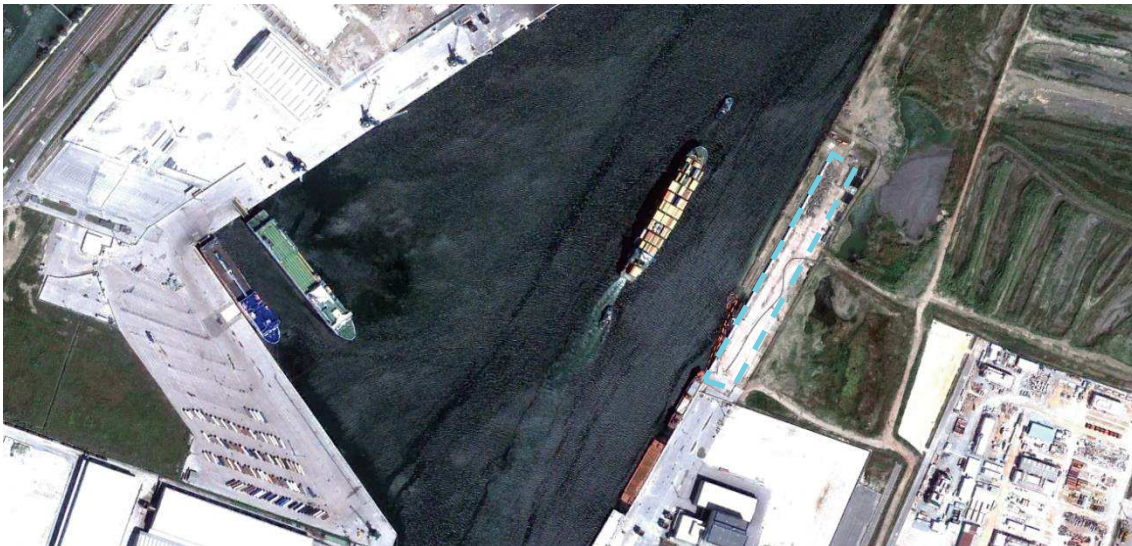


Figura 7 – Ortofoto 8/2010 (Google Maps)

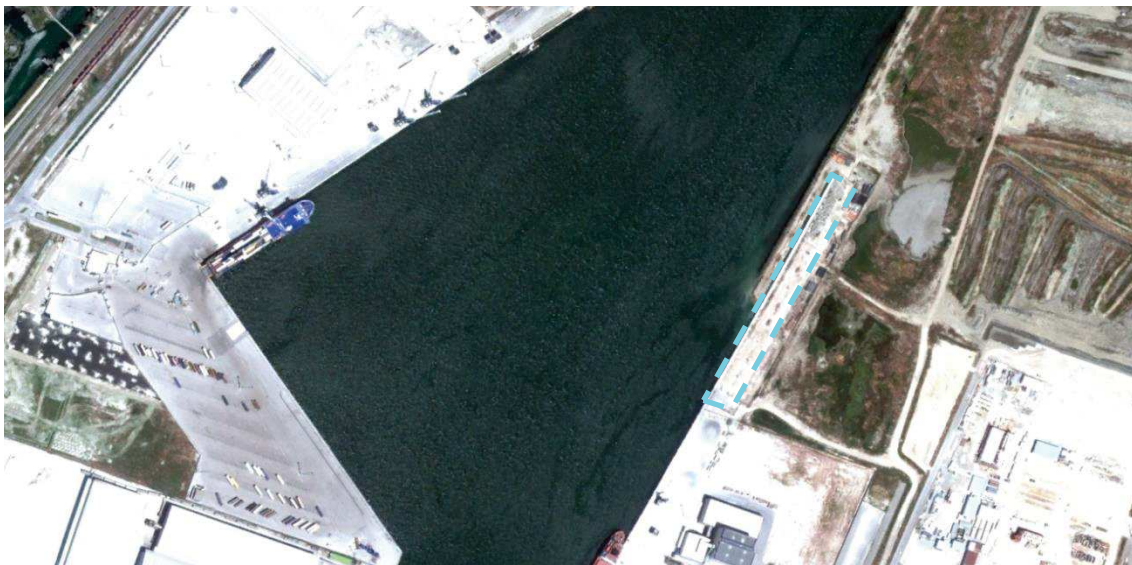


Figura 8 – Ortofoto 05/2011 (Google Maps)



Figura 9 – Ortofoto 03/2015 (Google Maps)

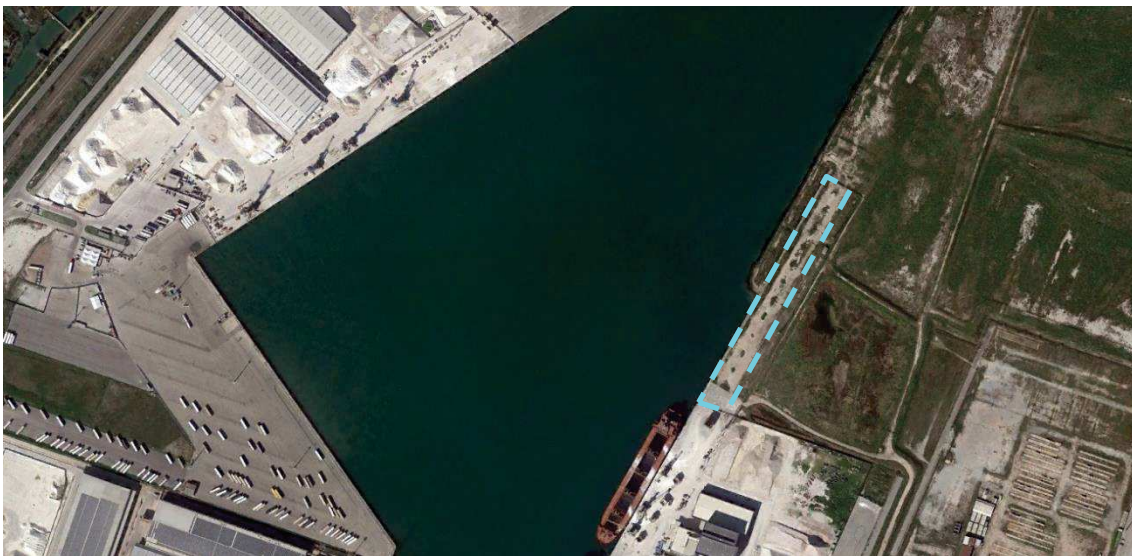


Figura 10 – Ortofoto 04/2020 (Google Maps)

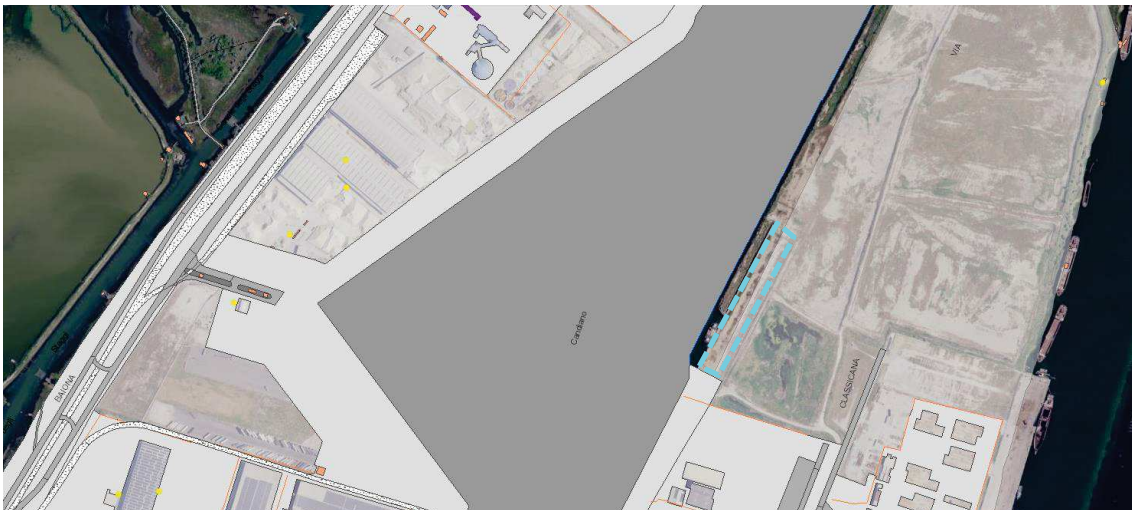


Figura 11 – Database Topografico Regionale



Figura 12 – Fotografia aerea obliqua 3D dell'area – anno 2020 (Google Maps)

5.1.2 Progettazione dell'opera

La documentazione reperita dall'Autorità Portuale viene di seguito riassunta:

- Progetto Esecutivo;
- Progetto - 1^a Perizia di Variante;
- Progetto - 2^a Perizia di Variante;
- Relazione di collaudo statico.

In modo particolare si riporta nel seguito un estratto (in blu) della reazione di collaudo statico, la quale riassume le fasi progettuali precedenti:

PROGETTO PRINCIPALE

PROGETTO PRINCIPALE: il progetto esecutivo delle opere relative alla "Realizzazione delle banchine nella penisola Trattaroli in ampliamento di quelle esistenti" è stato redatto dall' ing. Matteo Graziani ed approvato, con deliberazione del Comitato Portuale n. 33 del 16.09.2004, per un importo complessivo dei lavori da appaltare di € 7.300.000,00 di cui € 7.174.928,54 oggetto di offerta mediante prezzi unitari ed € 125.071,46 per oneri per la sicurezza già predeterminati dalla stazione appaltante e non soggetti a ribasso.

Il progetto consisteva nel prolungamento della banchina esistente presso lo stabilimento EURODOCKS, per una lunghezza di circa 431 m. L'opera, progettata per una destinazione d'uso compatibile con il PRP e con fondale di -11,50 m l.m.m., prevedeva sovraccarichi di 6 t/mq secondo come richiesto dal PRP per tutte le banchine operative di nuova realizzazione. La banchina era prevista composta da una paratia ancorata in sommità e dal terrapieno retrostante per una profondità di 50 ml dal ciglio esterno della paratia stessa. La paratia era realizzata tramite un palancolato metallico sormontato da una trave di coronamento in c.a. nella quale venivano alloggiate le testate dei tiranti in barre, ancorati ad una struttura di contrasto in palancole. La struttura era stata dimensionata con i criteri di progetto previgenti alla O.P.C.M 3274 del 20.03.2003 con la quale il territorio del Comune di Ravenna da area non sismica era stato riclassificato in area sismica (zona 3). Il progetto in questione si collocava quindi nel periodo di transizione fra la nuova normativa e la preesistente, periodo nel quale era facoltà dell'Amministrazione adottare i criteri di progettazione previgenti. L'Autorità Portuale di Ravenna ha ritenuto pertanto di progettare l'opera in conformità alla normativa previgente (non sismica), verificando ed eventualmente predisponendo, per quanto strettamente necessario, la futura adeguabilità sismica della struttura. Fra le opere previste nel progetto non erano compresi i dragaggi necessari a rendere operativa la banchina: tale intervento era stato escluso ritenendo che potesse essere eseguito più vantaggiosamente all'interno di altri interventi di dragaggio già programmati dalla stessa Autorità Portuale.

Nel progetto erano stati assunti i seguenti dati nei calcoli strutturali:

- Fondali con quota di – 11,50 m dal l.m.m.;
- Sovraccarichi di 60 kN/mq;
- Tiro alle bitte di 500 kN.

Oltre all'opera strutturale erano state previste le seguenti opere:

- Rete di drenaggio delle acque meteoriche (linea fognatura bianca) con scarico a mare previa intercettazione delle acque di prima pioggia;
 - Rete di raccolta delle acque nere di banchina (per la raccolta delle acque di sentina anche qualora facessero scalo traghetti o navi passeggeri);
 - Linea antincendio di banchina e relativo gruppo di spinta interfacciabile con i mezzi navali dei VV.FF.;
 - Linea di distribuzione acqua potabile alle navi;
 - Linea di distribuzione elettrica in banchina (predisposizione all'alimentazione di apparecchi di carico/scarico dalle navi);
 - Illuminazione pubblica della zona (impianto con torri faro e relativa linea elettrica di alimentazione e distribuzione);
-

- Pavimentazione stradale di banchina idonea a carichi portuali.

Il progetto era costituito dei seguenti elaborati:

- Rel. R01 Relazione tecnica
- Rel.R02 Relazione geologica (*)
- Rel. R03 Relazione di calcolo (*)
- Rel. R04 Analisi dei prezzi
- Rel. R05 Elenco prezzi
- Rei. R06 Computo metrico
- Rei. R07 Capitolato Speciale d'appalto
- Rei, R08 Cronoprogramma
- Rei.R09 Schema di contratto
- Rel.R10 Piano di sicurezza e coordinamento
- Rel.R11 Impianti a rete
- Tav.00 Corografia dell'area d'intervento
- Tav.01 Sezione tipo
- Tav.02 stralcio planimetrico con ubicazione arredi di banchina
- Tav. 03 Arredi di banchina
- Tav.04 Trave di coronamento <Ti> (*)
- Tav.05 Trave di coronamento <T2> ÷ <T10> (*)
- Tav. 06 Trave di contrasto
- Tav. 07 Basamento torre faro — casseratura - armatura
- Tav. 08 Tiranti — particolari costruttivi
- Tav.11/A Planimetria delle reti tecnologiche
- Tav. 11/B Particolari delle reti tecnologiche
- Tav. 12 Particolare della stazione di rilancio antincendio
- Tav. 13 Vasca di prima pioggia - casseratura

CONSEGNA DEI LAVORI: I lavori sono stati consegnati sotto le riserve di legge (artt. 129 e 130 D.P.R. 554/99) all'impresa Cooperativa Muratori e Cementisti CMC di Ravenna con verbale in data 20.12.2006 .

1^a PERIZIA DI VARIANTE

1^A PERIZIA DI VARIANTE: a seguito dei nuovi orientamenti strategici assunti dall'Autorità Portuale di Ravenna e delle esigenze indotte dalla normativa tecnica in materia di zone sismiche, il Direttore dei Lavori ha redatto una perizia di variante prevedendo alcune opere di completamento secondo i nuovi indirizzi individuati dall'Autorità Portuale di Ravenna e rendendo l'opera conforme alla nuova classificazione sismica del territorio del comune di Ravenna.

Il metodo di calcolo adottato è stato quello agli stati limite effettuato in osservanza delle seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n°1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relativi successivi decreti attuativi;
- Legge 02/02/1974 n°64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e relativi successivi decreti attuativi;
- D.M. LLPP, 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare Min. LL.PP. 10.04.1997 n,65 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. Min. LL.PP. 16.01 1996.";
- D.M. LL.PP. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LLPP. 09.01.1996 n.218 "Legge 02.02.1974 n.64 — D.M, Min. LL.PP. 11.03.1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica.";
- CNR 10011/87 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- OPCM n°3274 20.03.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14-09-2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte i: Regole generali.

La perizia di variante è composta dei seguenti elaborati:

- Tav. 1 — Sezione tipo progetto di variante; (*)
- Tav. 2 — Stralcio planimetrico con ubicazione arredi di banchina; (*)
- Tav. 3 — Arredi di banchina — particolari; (*)
- Tav. 4 — Trave di coronamento <V1> (*)
- Tav. 5 — Trave di coronamento <V2+V6> (*)
- Tav. 6 — Struttura di contrasto; (*)
- Fascicolo di calcolo; (*)
- Analisi nuovi prezzi;
- Elenco e verbale di determinazione nuovi prezzi;
- Computo metrico estimativo;
- Quadro comparativo di confronto.

Nel Fascicolo di calcolo strutturale, oltre a tenersi conto delle azioni sismiche, si tiene anche conto delle problematiche connesse al futuro assetto del nuovo piano regolatore portuale che prevede per la penisola Trattaroli l'approfondimento dei fondali a - 14,50 m dal l.m.m. ed i conseguenti arredi di banchina con bitte e gru di adeguate dimensioni.

Il progetto di variante è stato sviluppato pertanto in modo da essere compatibile con i futuri approfondimenti del fondale a - 14,50 m dal l.m.m. tramite integrazioni strutturali non distruttive atte a garantire il soddisfacimento di tutti i requisiti di sicurezza.

Le modellazioni strutturali sono state sviluppate tenendo in considerazione l'aspetto per la condizione attuale e l'aspetto per la condizione futura come segue:

1. Condizione attuale:

- profondità fondale -11,50 m dal l.m.m.;
- azioni sismiche per III zona;
- sovraccarico accidentale per 60 kN/mq
- tiro alle bitte di 500 kN.

2. Condizione futura:

- profondità fondale -14,50 m dal l.m.m.;
- azioni sismiche per III zona;

- sovraccarico accidentale per 60 kN/mq
- presenza di gru a portale corrente su binari di adeguato scartamento tra gli assali, con carico massimo trasmesso in fondazione di 650 KN/m;
- tiro alle bitte di 1500 KN.

Per la "condizione attuale", nella soluzione proposta in variante, a filo banchina è stata prevista la realizzazione di una paratia costituita da palancole metalliche con accoppiamento di profili HZ e AZ (sistema costruttivo HZ 975C/14 – AZ 18) spinti rispettivamente fino alla profondità di – 29.50 m. (-29.80 m. in corrispondenza delle bitte) e –20.50 m l.m.m..

La struttura è completata da una doppia fila di pali, una delle quali posta a tergo del ciglio di banchina, spinta ad una profondità di -29.50 m l.m.m. e collegata direttamente alla palancolata metallica tramite un'unica trave in c. a. ed un'altra arretrata di 30,48 m. (asse pali), spinta ad una profondità di -34.70 m l.m.m. e collegata anch'essa in testa da una trave in c.a.. Le due travi in c. a., delle dimensioni previste in progetto (Tav. 01), a loro volta ricevono i binari su cui correrà la gru a portale. La trave di bordo della banchina, con la relativa fila di pali, e la trave di coronamento della seconda retrostante fila di pali sono collegate da tiranti metallici in barre tipo Gewi.

Con questa soluzione progettuale si è ottenuto il risultato di:

- collegare le travi porta rotaia della gru, in modo da contrastare e ridurre eventuali oscillazioni sismiche differenziate;
- ridurre l'entità del tiro sul tirante iniettato presollecitato poiché lo stesso viene ad essere ripartito anche sul tirante metallico tipo Gewi;
- ridurre l'approfondimento del palo posto a tergo della banchina poiché, ai fini del sostegno del carico verticale trasmesso dalla gru, viene sfruttata anche la capacità portante verticale dei profili metallici costituenti la palancolata.

E' da notare che per questa "condizione attuale" è possibile l'utilizzo della gru a portale solo ad avvenuta esecuzione dei nuovi tiranti iniettati presollecitati di cui si dirà di seguito.

Per la "condizione futura" che si avrà ad approfondimento dei fondali a -14,50 m dal l.m.m., le verifiche risultano soddisfatte a patto che vengano eseguiti interventi di consolidamento del piede del palancolato con jet-grouting e l'installazione di un ulteriore tirante di ancoraggio fissato alla trave di corsa posteriore della gru. Interventi aggiuntivi da eseguire necessariamente prima dell'approfondimento del fondale. Il futuro tirante dovrà essere inserito in apposite tasche da predisporre nella trave porta rotaia posta, come detto, in posizione più arretrata rispetto al ciglio di banchina. Tramite la ripartizione delle azioni consentita dal tirante metallico tipo Gewi, tutte le strutture risulteranno compatibili con le nuove azioni indotte dall'approfondimento dei fondali.

2^a PERIZIA DI VARIANTE

2^A PERIZIA DI VARIANTE: con nota in data 27.11.2007 Prot. n. 1636-DCI-2007 l'impresa ha evidenziato la disomogeneità della successione stratigrafica lungo lo sviluppo della realizzanda opera di banchina, disomogeneità che si traduceva in una riduzione dello spessore del deposito di sabbie dense accertata sia direttamente, nel corso della trivellazione dei pali di fondazione della trave porta-rotaia lato terra, sia attraverso una campagna di indagini integrative. A seguito di tale riscontro l'impresa ha suggerito di realizzare i tiranti di ancoraggio attraverso l'impiego di una tecnologia speciale, con l'esecuzione preventiva di un trattamento di jet-grouting nelle sabbie dense, dove era previsto di fondare gli ancoraggi. In merito a detta proposta la D.L. con nota in data 17.12.2007 Prot. 01.07 ha ritenuto necessario che l'Impresa presentasse un confronto fra le portate dei due tipi di ancoraggio ipotizzati, attraverso l'esecuzione di appositi tiranti di prova, entrambi da sollecitare fino a sfilamento della fondazione; i risultati delle prove avrebbero dovuto confermare l'effetto positivo del consolidamento delle sabbie, in termini di resistenza e di comportamento deformativo del sistema di ancoraggio.

L'Autorità Portuale, con nota in data 07.02.2008 prot. 1039 ha concordato con l'esecuzione dei tiranti di prova per confrontare i due tipi di ancoraggio. La D.L. con nota in data 14.02.2008 prot. 01.08 ha fornito indicazioni tecniche per l'esecuzione delle prove di carico sui tiranti di prova. I risultati delle prove hanno evidenziato che per i due tiranti I.R.S. è stato misurato un tiro utile tra 960 KN e 1.054 KN (presumibile), a fronte di un tiro utile dei tiranti con jet grouting compreso tra 1.620 KN e 2.108 KN (presumibile) ed hanno confermato l'effetto positivo del consolidamento dei terreni interessati dalla realizzazione delle fondazioni attraverso la formazione di colonne di jet-grouting D 100 cm lungo l'asse degli ancoraggi; effetto quindi in grado di assicurare le resistenze di ancoraggio di progetto. In conseguenza di quanto sopra il direttore dei lavori, con nota in data 05.06.2008 prot. 14.08, ha rappresentato all'Autorità

Portuale la necessità di adottare provvedimenti finalizzati a rinforzare la fondazione dei tiranti, utilizzando come tipologia di intervento la formazione di colonna di jet-grouting D = 100 cm lungo l'asse dell'ancoraggio.

Con nota in data 11.06.2008 Prot. N. 4446 l'Autorità Portuale – concordando con quanto rappresentato nella nota del direttore lavori – ha autorizzato l'Ufficio Direzione Lavori a redigere la necessaria perizia di variante .

L'Autorità Portuale inoltre, al fine di ottimizzare la realizzazione dell'opera nel suo complesso, ha disposto che nell'ambito della perizia venissero inserite ulteriori integrazioni alle lavorazioni previste, per cui nell'ambito della perizia sono state nel complesso previste le seguenti variazioni rispetto al progetto principale :

- sostituzione dei 133 tiranti a sei trefoli e dei 28 tiranti ad otto trefoli previsti nella 1^a perizia di variante con altrettanti tiranti realizzati utilizzando come tipologia di intervento la formazione di colonna di jet-grouting D = 100 cm lungo l'asse dell'ancoraggio;
- sostituzione delle 14 bitte da 500 KN di tiro con altrettante bitte da 1.500 KN di tiro , tenuto conto che il futuro previsto approfondimento del fondale fino alla quota -14,50 m dal l.m.m. consentirà l'accosto di navi di l.f.t. \approx 292 m, pescaggio \approx 13,50 m, per le quali è individuabile una S. L. tra 50.000 e 60.000 t ed un dislocamento tra 70.000 ed 85.000 t; al punto 5.10.2. ed al punto 5.11 della Relazione di calcolo allegata alla 1^a Perizia di variante sono riportate le verifiche che mostrano la compatibilità degli elementi strutturali in corso di realizzazione con le sollecitazioni indotte dal tiro di 1.500 KN ;
- stralcio della realizzazione del pacchetto di pavimentazione del piazzale di banchina, che sarà utilmente realizzato nell'ambito del successivo lotto di prossimo appalto;
- variazioni planimetriche della rete di smaltimento acque meteoriche per meglio adeguarla alle esigenze costruttive della banchina; e variazioni costruttive della vasca di raccolta acque di prima pioggia per dimensionarla anche in funzione del prossimo ampliamento e prolungamento della banchina; con esclusione della fornitura ed installazione in opera delle pompe di sollevamento e smaltimento delle acque meteoriche;
- variazioni planimetriche nell'ubicazione di alcuni componenti delle reti tecnologiche;

-
- previsione di strumentazioni per il controllo ed il monitoraggio in corso d'opera degli elementi strutturali, comprendenti: n 2 tubi inclinometrici (L=40m), n.6 mire topografiche, n 2 celle di carico toroidali (su tiranti a bulbo), n 2 strain gauge su barre GEWI.

La seconda perizia di variante è composta dei seguenti elaborati:

1. R 001 Relazione
2. R 002 Computo metrico e stima dei lavori
3. R 003 Quadro di confronto
4. R 004 Analisi dei nuovi prezzi
5. R 005 Verbale di determinazione dei nuovi prezzi
6. R 006 Schema atto di sottomissione
7. T 001 Planimetria generale tiranti di ancoraggio (*)
8. T 002 Sezioni tipologiche tiranti con jet grouting (*)
9. T 003 Rete smaltimento acque meteoriche: planimetria, sezioni e particolari costruttivi (*)
10. T 004 Planimetria reti tecnologiche (*)

10. T 004 Planimetria reti tecnologiche (*)
11. T 005 Vasca di prima pioggia: pianta e sezioni (*)
12. T 006 Particolari costruttivi: bitta da 1500 Kn e canaletta porta cavi per alimentazione gru (*)
13. T 007 Rete antincendio: particolari, piante e sezioni (*)

ULTIMAZIONE DEI LAVORI: l'ultimazione dei lavori è avvenuta il giorno 20.03.2009 come è stato accertato con certificato in data 27.03.2009.

NOTE: (*) Documenti ricevuti dall'Autorità Portuale

5.2 RILIEVO

[§8.5.2] Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

5.2.1 Rilievi eseguiti

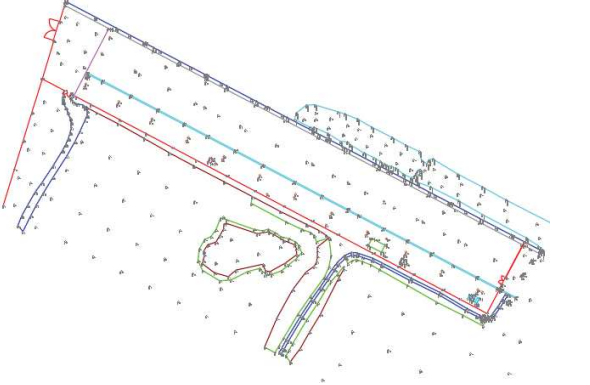
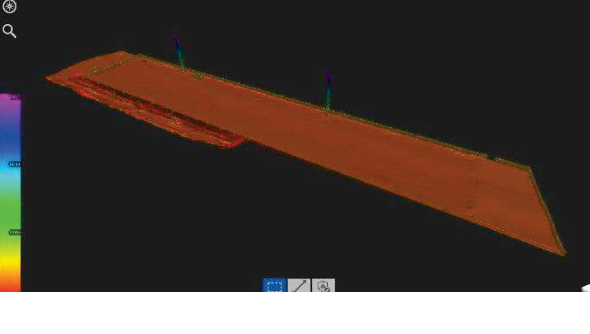
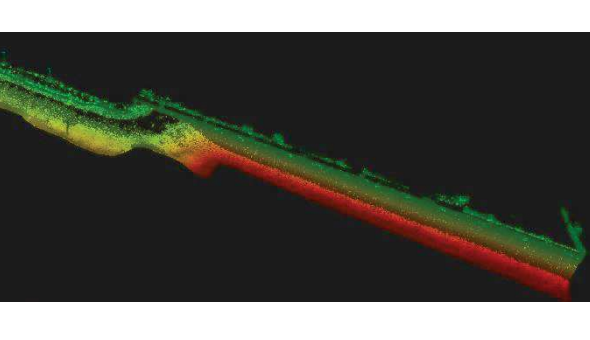
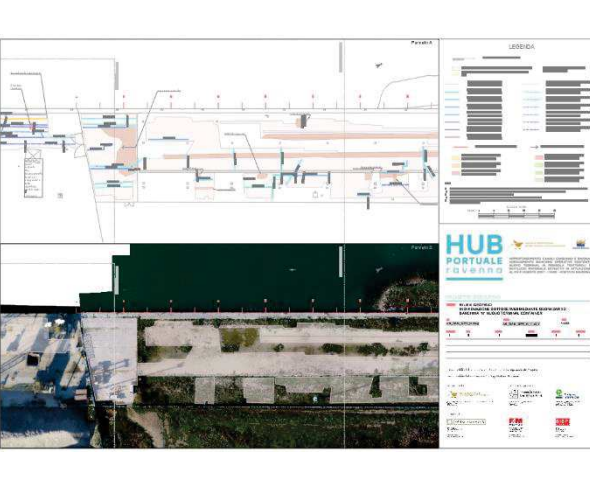
In seguito ai rilievi eseguiti dal GC relativi alla banchina N1 - NTC sopraelevazione, per l'analisi e ricostruzione dello stato attuale dei luoghi e la valutazione delle azioni progettuali è stata presa in considerazione la seguente documentazione:

- Rilievo Georadar 3D
- Rilievo Aereofotogrammetrico Banchina
- Paramento banchina restituito rilievo multibeam
- Rilievo Topografico Banchina e Laserscan
- Documentazione fotografica

Di seguito sono elencati gli elaborati di rilievo forniti e presi in considerazione:

- N1N2_orto_5cm.jpeg
- AN_BAN_TOPO_N.dwg
- AN_BAN_GPR_N.dwg
- Lidar + Multibeam N1.rpc
- Banchina N1 - Terreno da Mesh.rcp
- Banchina N1 - Terreno Alleggerito.rcp

Nome file	Immagine	Dati ottenuti
Ortofoto N1N2_orto_5cm.jpeg		Ortofoto di dettaglio dell'area

<p>Topografia AN_BAN_TOPO_N.dwg</p>		<p>Disposizione elementi battuti e filo banchina interno</p>
<p>Banchina N1 - Terreno da Mesh.rcp</p>		<p>Verifica elementi in superficie</p>
<p>Lidar + Multibeam N1.rpc</p>		<p>Verifica elementi verticali in palancolato verticale</p>
<p>Georadar AN_BAN_GPR_N.dwg</p>		<p>Individuazione dei sottoservizi</p>

5.2.2 Verifiche Geometriche

5.2.2.1 Lunghezza di banchina

Gli elaborati del progetto definitivo rilevano una lunghezza della banchina N1 Nuovo Terminal sopraelevazione (Tratto C) pari a 300.95 m

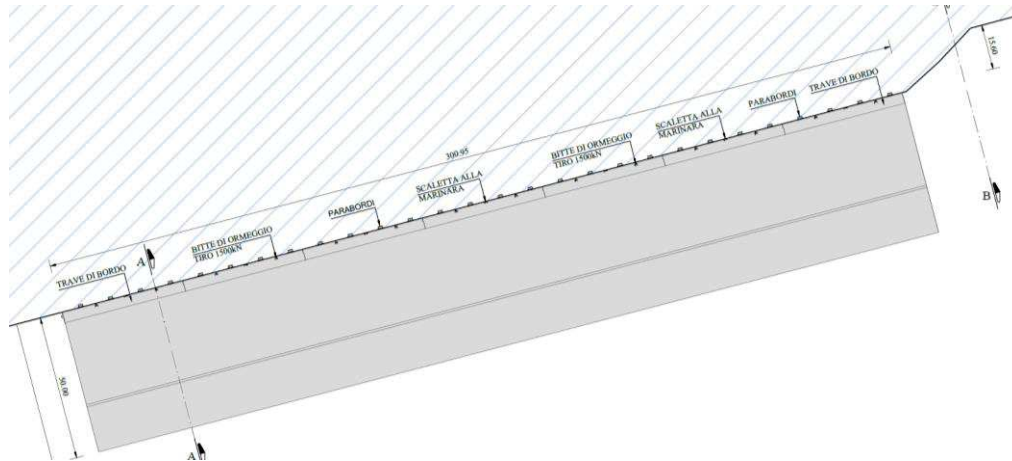


Figura 13 - Estratto da elaborato del PD - 1114.STR.10.02 - Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2

Il progetto esecutivo di variante fornito dall'Autorità portuale (Dicembre 2006) conferma quanto presentato nel PD (300.95 m) mentre la seconda perizia di variante (Luglio 2008) identifica una lunghezza di 300.97 m

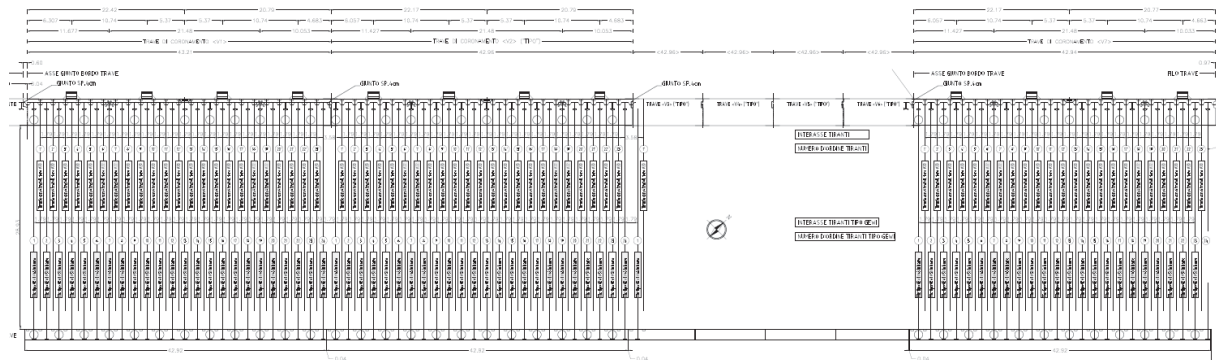


Figura 14 - Estratto da PE di Variante - Tav.02 - Stralcio planimetrico con ubicazione arredi di banchina

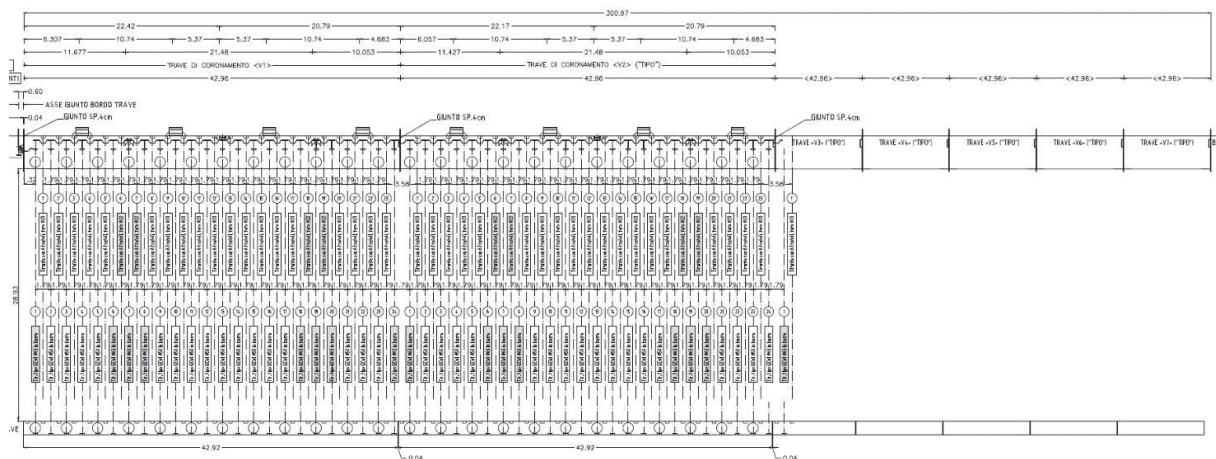


Figura 15 - Estratto da PE 2° perizia di variante e suppletiva - T001 Planimetria generale

Il limite di cantiere stabilito dai punti battuti dagli elaborati di rilievo fornisce una lunghezza pari a 301.16 m, a differenza di quanto espresso nel PD.



Figura 16 - AN_BAN_TOPO_N.dwg - Rilievo topografico – parte A

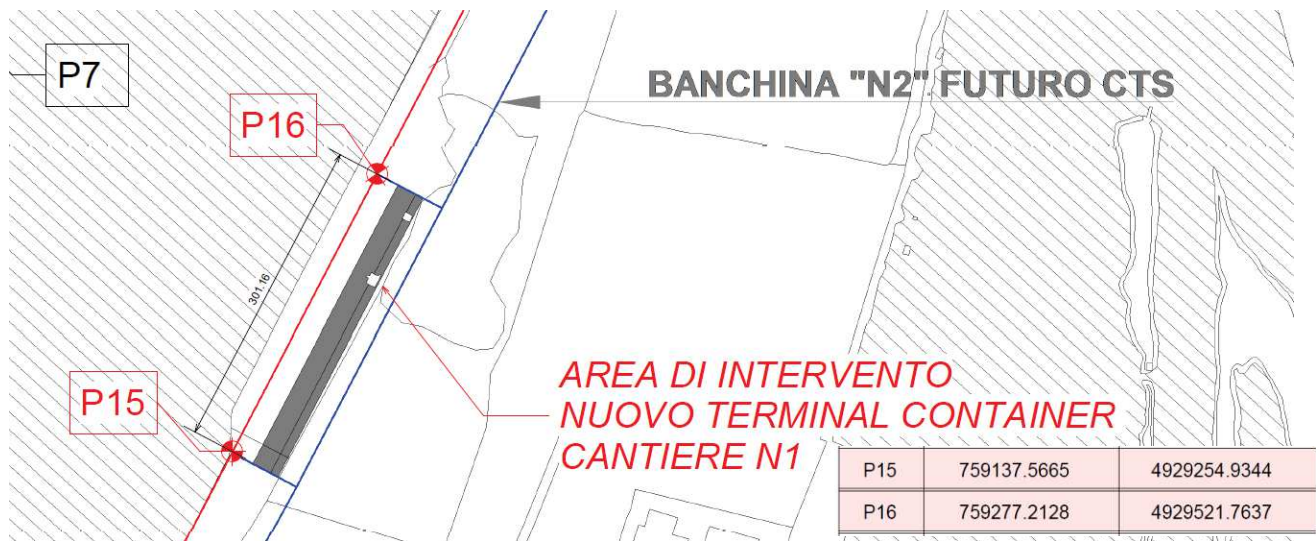


Figura 17 – Estratto dalla tavola 1114-E-BAN-STR-PL-01-B

5.2.2.2 Quota della trave di coronamento

Il progetto definitivo prevede una quota della trave di coronamento esistente e di progetto a quota +2.50 m s.l.m.m.; le indagini topografiche eseguite individuano uno scostamento altimetrico di circa 28 cm (quota +2.22 m s.l.m.m. – IGM*) rispetto alla quota prevista nel PD.

Si riportano di seguito le immagini della presente incongruenza.

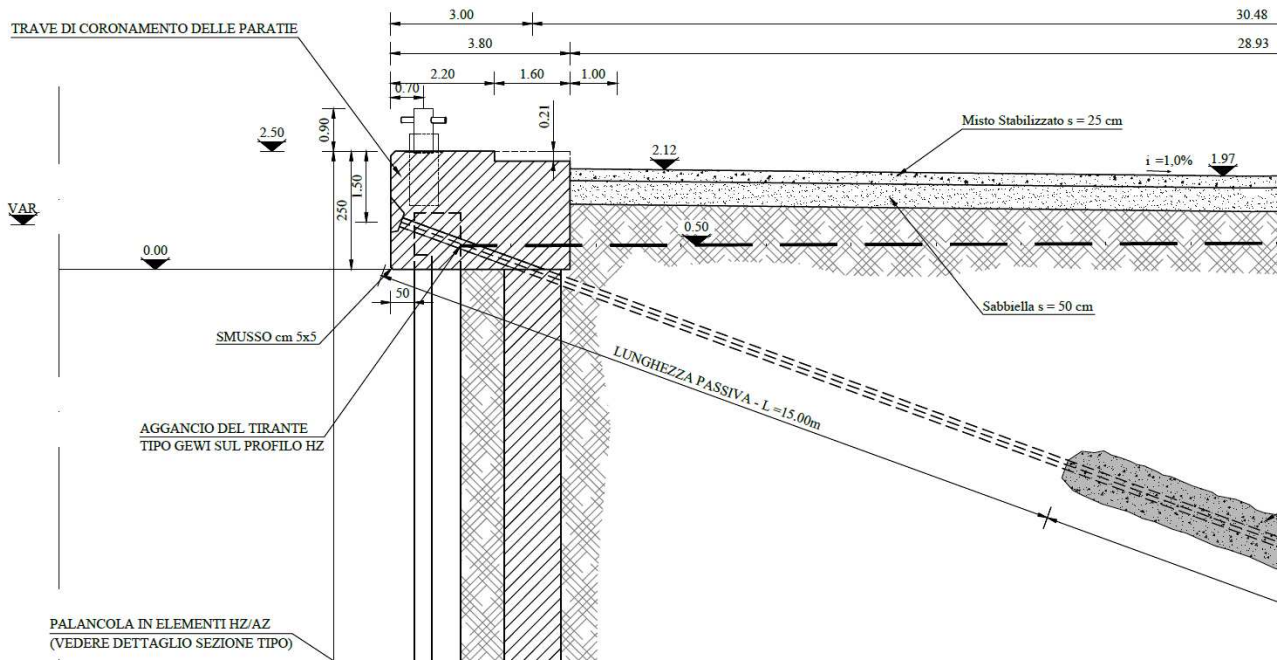


Figura 18 Estratto da elaborato del PD - 1114.STR.10.02 - Stato Attuale Planimetria e Sezioni_Rev.2

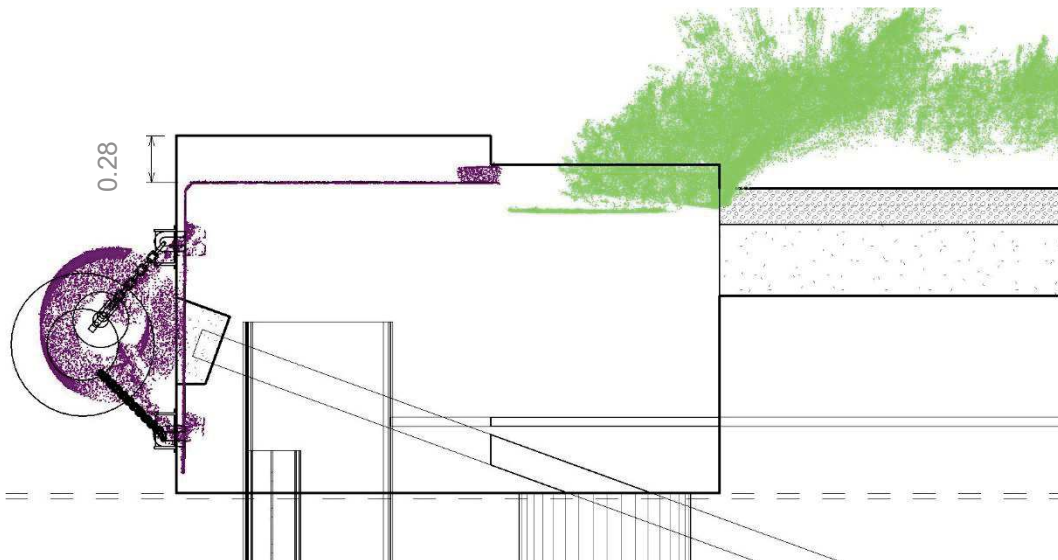


Figura 19 Sovrapposizione tra PD e nuvola di punti determinata dai rilievi topografici – Trave di coronamento

Pertanto, è stato necessario ridefinire le quote progettuali sulla base del rilievo effettuato.

5.2.2.3 Fronte banchina

Sulla base del rilievo Multibeam eseguito sul palancolato si riscontra una leggera inclinazione dello stesso, rispetto all'asse verticale di circa $0,75^\circ$ che potrebbe comportare variazioni nello stato tensionale delle opere di progetto.

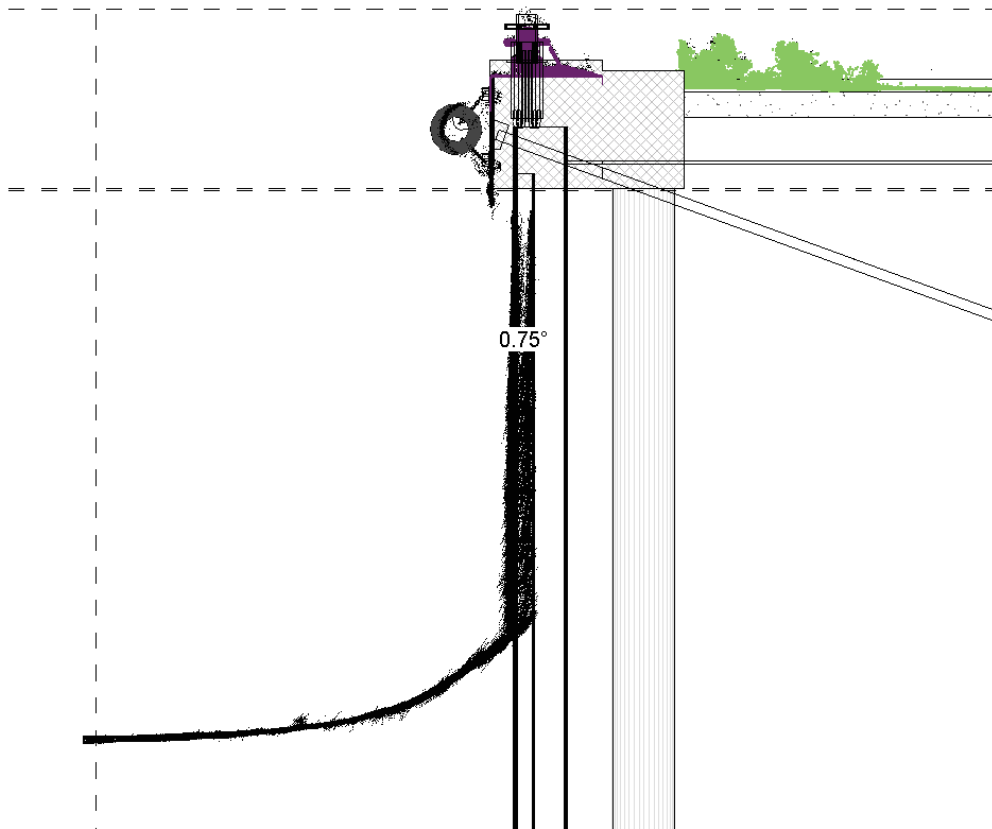


Figura 20 Sovrapposizione tra PD e nuvola di punti determinata dai rilievi topografici – Palancolato

5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

[§8.5.3] Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche... I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

5.3.1 Documentazione progettuale – Certificazione sui materiali utilizzati e dettagli costruttivi

5.3.1.1 Certificazione sui materiali utilizzati e dettagli costruttivi

Dalla Relazione a Strutture Ultimate del banchinamento sono state estratte le certificazioni sui materiali impiegati. In particolare, risulta che:

- **Acciai dei palancolati:**

sono stati estratti dei fazzoletti di acciaio dalle forniture in cantiere sono stati estratti dei fazzoletti di acciaio dalle forniture in cantiere e sottoposti a prove di trazione (certificati di prova n.237608/163631/08 e n.237609/163632/08 dell'Istituto Giordano – Rimini) i cui risultati sono indicati nel seguito.

Descrizione del materiale : Provini ricavati da palancola in acciaio
 tipo AZ 18 S 430 GP; peso Kg 74,3 (campione A).

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	9,50 x 20,00	190,00	30,8	456,4	586,9
2	9,50 x 20,00	190,00	31,5	463,8	592,5
3	9,50 x 20,00	190,00	30,4	459,7	588,3

Descrizione del materiale : Provini ricavati da palancola in acciaio
 tipo HZ 975-12 S 430 GP; peso Kg 140,0 (campione B).

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	18,00 x 20,00	360,00	29,2	450,2	606,7
2	18,00 x 20,00	360,00	30,6	454,5	609,8
3	18,00 x 20,00	360,00	29,7	461,1	615,5

- **Barre tipo Gewi**

sono stati estratti dei campioni dalle barre arrivate in cantiere e sottoposti a mprove di trazione (certificati di prova n.244798/166968/08, n.244799/166969/08, n.244800/166970/08, n.244801/166971/08, n.246813/167801/08m.246814/167802/08 dell'Istituto Giordano – Rimini) i cui risultati sono indicati nel seguito.

Descrizione del materiale : Provini ricavati da barra Gewi avente
diametro 50 mm campioni 1G1-1G2-1G3.

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	11,50 x 20,00	230,00	27,8	414,0	597,8
2	11,80 x 20,00	236,00	29,1	412,6	594,9
3	11,80 x 20,00	236,00	30,2	437,5	611,8

Descrizione del materiale : Provini ricavati da barra Gewi avente
diametro 50 mm campioni 2G1-2G2-2G3.

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	11,50 x 19,80	227,70	27,2	431,5	606,8
2	12,00 x 19,80	237,60	28,7	428,6	605,9
3	11,80 x 19,80	233,64	28,3	442,2	619,2

Descrizione del materiale : Provini ricavati da barra Gewi avente
diametro 63,5 mm campioni 3G1-3G2-3G3.

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	12,00 x 20,00	240,00	16,0	536,4	737,8
2	12,00 x 19,80	237,60	15,9	522,0	717,8
3	11,80 x 19,80	233,64	14,5	525,5	721,0

Descrizione del materiale : Provini ricavati da barra Gewi avente
diametro 63,5 mm campioni 4G1-4G2-4G3.

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	11,50 x 19,80	227,70	13,6	558,0	754,6
2	11,50 x 19,80	227,70	12,8	552,1	748,7
3	12,00 x 19,80	237,60	14,1	551,2	748,1

Descrizione del materiale : Provini ricavati da barre d'acciaio GEWI ad aderenza migliorata avente diametro 50 mm campioni 5G1-5G2-5G3.

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	Tensioni caratteristiche di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	10,30 x 20,00	206,00	22,8	450,5	613,5
2	10,30 x 20,00	206,00	17,3	440,3	569,8
3	10,10 x 20,00	202,00	19,4	446,4	607,2

Descrizione del materiale : Provini ricavati da barre d'acciaio GEWI ad aderenza migliorata avente diametro 63,5 mm campioni 6G1 6G2 6G3.

Risultati della prova :

Ordine (n.)	Dimensioni (mm)	Area (mm ²)	Allungamento di rottura A ₅ (%)	Tensioni caratteristiche di snervamento f _{yk} (N/mm ²)	Tensioni caratteristiche di rottura f _{tk} (N/mm ²)
1	10,20 x 20,00	204,00	11,2	566,1	723,1
2	10,20 x 20,00	204,00	13,0	572,0	730,4
3	10,20 x 20,00	204,00	12,9	580,6	739,3

NB: considerato che alcuni campioni avevano presentato dei valori di snervamento inferiori a 500 MPa, la società Dywidag, fornitrice delle barre, interpellata in merito, ha dichiarato che tale risultato era legato al fatto che i campioni sottoposti a prova erano stati estratti dal cuore delle barre; considerato che le barre lavorate a caldo hanno caratteristiche diverse tra la parte corticale ed il cuore e che il valore a rottura misurato sui campioni esaminati fosse corretto indica, a detta del fornitore, l'idoneità delle barre.

- **Trefoli dei tiranti di ancoraggio**

sono stati sottoposti a prova alcuni trefoli facenti parte della fornitura (certificati di prova n.249556/168995/08, n.252148/170042/09 dell'Istituto Giordano -Rimini). I risultati sono indicati nel seguito.

Risultati della prova.

Trefolo [n.]	f _{p(1)} * [N/mm ²]	f _{pt} ** [N/mm ²]	$\frac{f_{p(1)}}{f_{pt}}$ [%]	Allungamento sotto carico massimo A _{gt} [%]	Modulo elastico E _p [N/mm ²]
T1A	1786,5	1930,1	92,6	6,7	201683
T1B	1790,4	1932,9	92,6	5,9	198426
T1C	1797,8	1938,2	92,8	6,3	199518
T2A	1782,5	1925,9	92,6	5,8	199742
T2B	1775,2	1919,9	92,5	6,2	202616
T2C	1807,8	1956,5	92,4	5,5	200481
T3A	1797,5	1949,8	92,2	5,7	198217
T3B	1800,7	1951,2	92,3	5,2	201474
T3C	1802,2	1951,7	92,3	6,5	200245
T4A	1796,8	1948,4	92,2	6,2	202310
T4B	1789,2	1937,5	92,3	5,5	198721
T4C	1794,7	1942,5	92,4	5,4	200456

(*) valore del limite convenzionale all'1% di deformazione totale ricavato dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni.

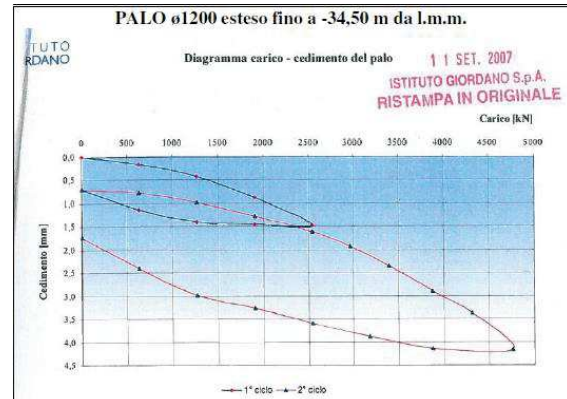
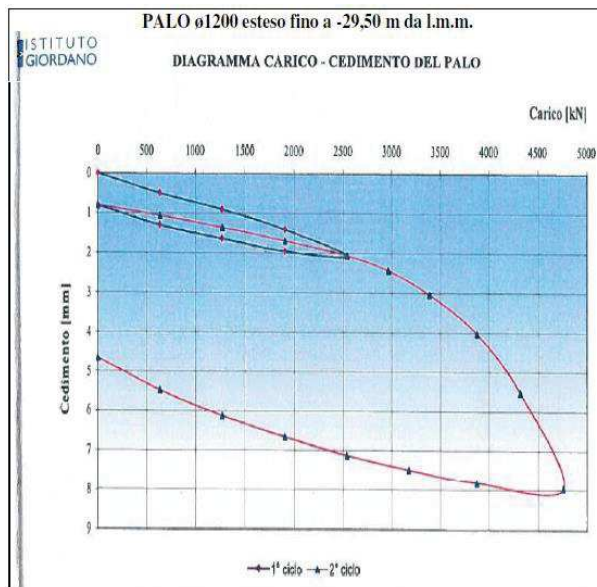
(**) tensione di rottura.

Risultati della prova.

Trefolo	$f_{p(0)}^*$	f_p^{**}	$\frac{f_{p(0)}}{f_p}$	Allungamento sotto carico massimo A_p	Modulo elastico E_p
[a.]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	(%)	(%)	[N/mm ²]
T5A	1786,5	1930,1	90,9	6,3	197302
T5B	1790,4	1932,9	91,0	5,8	201645
T5C	1797,8	1938,2	90,9	5,7	199748
T6A	1782,5	1925,9	91,4	5,3	198274
T6B	1775,2	1919,9	91,5	6,5	202520
T6C	1807,8	1956,5	91,5	6,3	199325

(*) valore del limite convenzionale all'1 % di deformazione totale ricavato dai corrispondente diagramma sforzi-deformazioni.
(**) tensione di rottura.

- **Barre di acciaio per calcestruzzo armato**
sono presenti numerosi certificati di prova che confermano la qualità dell'acciaio previsto in progetto;
- **Calcestruzzi**
sono presenti numerosi certificati di prova che confermano la qualità del calcestruzzo prevista in progetto.



Inoltre, risulta che i tiranti di ancoraggio sono a doppia protezione e che le testate sono state realizzate con accorgimenti costruttivi atti a migliorarne la durabilità. In particolare, la sigillatura delle nicchie delle testate degli ancoraggi è stata eseguita limitando il tempo intercorrente tra la tesatura dei trefoli e la chiusura delle nicchie (per ridurre il tempo di esposizione all'aerosol marino) ed applicando delle capsule protettive sui singoli dispositivi di bloccaggio dei trefoli per evitare l'infiltrazione tra i cunei di malta cementizia.



Figura 21 - Testata di ancoraggio della banchina Trattaroli Destra pronta per il taglio dei trefoli e per la sigillatura della nicchia. Si notano le capsule protettive installate sui dispositivi di serraggio dei trefoli.

5.3.1.2 Indagini strutturali

La trave di coronamento della banchina è stata ulteriormente indagata nel 2021 in quanto destinata al riutilizzo come

da Progetto Definitivo. Le prove strutturali aggiuntive eseguite sono le seguenti:

- Compressione di carote in calcestruzzo per la determinazione del carico di rottura;
- Determinazione della profondità della carbonatazione;
- Determinazione della profondità di penetrazione degli ioni cloruro;
- Prova di trazione su barra d'acciaio.

Gli esiti sono stati positivi e di seguito riassunti:

Risultati delle prove: FTC - SOPRAELEVAZIONI.

Prova di compressione delle carote.

Esame visivo dei provini.

Provino [n.]	Condizione di umidità della superficie al momento della prova	Profondità di carbonatazione [cm]
C1 Banchina - zona 1	asciutta	0,0
C2 Banchina - zona 1	asciutta	0,0
C3 Banchina - zona 1	asciutta	0,0
C4 Banchina - zona 1	asciutta	0,0
C5 Banchina - zona 2	asciutta	0,0
C6 Banchina - zona 2	asciutta	0,0
C7 Banchina - zona 2	asciutta	0,0
C8 Banchina - zona 2	asciutta	0,0

Risultati prova di compressione (Data di prelievo: 10-11/12/2020; Data della prova: 17/12/2020).

Provino [n.]	Posizione in opera	Diametro D [mm]	Altezza H [mm]	Rapporto H/D	Area [mm ²]	Peso [g]	Massa volumica [kg/m ³]	Carico di rottura [kN]	Resistenza a compressione della carota f_{cc} [N/mm ²]
C1	Banchina	99,3	99,3	1,00	7740	1772	2305	465,9	60,2
C2	Banchina	99,3	99,3	1,00	7740	1775	2309	474,5	61,3
C3	Banchina	99,3	99,2	1,00	7740	1795	2338	550,8	71,2
C4	Banchina	99,3	99,3	1,00	7740	1791	2330	518,5	67,0
C5	Banchina	99,3	99,8	1,01	7740	2035	2634	745,7	96,3
C6	Banchina	99,3	99,3	1,00	7740	1817	2364	715,3	92,4
C7	Banchina	99,3	99,3	1,00	7740	1833	2385	691,4	89,3
C8	Banchina	99,3	99,3	1,00	7740	1828	2378	693,0	89,5

Prova di trazione dell'acciaio.

Punto di prelievo dei campioni.

Sigla	Posizione in opera	Nota
F1	Banchina	Barra ad aderenza migliorata
F2	Banchina	Barra ad aderenza migliorata
F3	Banchina	Barra ad aderenza migliorata
F4	Banchina	Barra ad aderenza migliorata



Trazione barre d'acciaio (Data di prelievo: 10-11/12/2020, Data della prova: 18/12/2020).

N.	Diametro reale [mm]	Sezione resistente [mm ²]	Allungamento a carico max A_{gt} [%]	Tensione di snervamento f_y [N/mm ²]	Tensione di rottura f_t [N/mm ²]	Rapporto f_t/f_y	Peso unitario [g/m]
F1	17,5	240,2	8,3	540,6	646,1	1,20	1886
F2	18,0	255,0	10,5	528,7	653,2	1,24	2002
F3	26,1	534,7	12,4	483,0	512,3	1,06	4198
F4	17,9	251,2	10,4	483,6	650,2	1,34	1972

Prova di profondità di penetrazione degli ioni cloruro.

Provino [n.]	Data inizio prova [gg/mm/aa]	Data fine prova [gg/mm/aa]	Profondità richiesta			Profondità media rilevata [cm]
			1,5	3,0	4,5	
IC1 Banchina - zona 1	11/02/2021	18/02/2021	SI	SI	NO	3,1*
IC2 Banchina - zona 1	11/02/2021	18/02/2021	SI	SI	NO	3,1*
IC3 Banchina - zona 1	11/02/2021	18/02/2021	SI	SI	NO	3,0*
IC4 Banchina - zona 2	11/02/2021	18/02/2021	NO	NO	NO	0,2*
IC5 Banchina - zona 2	11/02/2021	18/02/2021	NO	NO	NO	0,2*
IC6 Banchina - zona 2	11/02/2021	18/02/2021	NO	NO	NO	0,2*

Nota. (*) profondità di penetrazione dello ione cloruro;

(SI) a questa profondità richiesta vi è penetrazione dello ione cloruro.

(NO) a questa profondità richiesta non vi è penetrazione dello ione cloruro.



Come si può notare la resistenza di compressione del calcestruzzo minima è 60,2 MPa maggiore rispetto quella di progetto di 35 MPa. La tensione minima di snervamento e di rottura delle barre di acciaio sono di 483 MPa e 512.3 MPa superiore nella tensione di snervamento a quella di progetto (FeB 44k) pari a 430 MPa ma inferiore a quella di rottura pari a 540 MPa. Nel progetto esecutivo si terrà in considerazione tale dato. La penetrazione dello ione cloruro, che serve per determinare il principio dell'innesco della corrosione delle barre di armatura di pelle, ha dato esito positivo nei provini IC1-IC2-IC3 nelle profondità 1.5 e 3 cm. Queste indagini completano quelle già fatte in occasione del Progetto Definitivo. Per quanto concerne i palancolati e le strutture in calcestruzzo si rimanda alle tavole di progetto Esecutivo e alle relazioni di collaudo trattandosi di banchina di recente adeguamento risalente al 2011.

5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Il paragrafo §C8.5.4 della Circolare applicativa delle Norme vigenti fornisce una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Anche se riferita principalmente agli edifici, la Circolare applicativa fornisce comunque un riferimento anche per il caso in esame. La Tabella 1 ripresa dalla Circolare stessa suggerisce, per le costruzioni in calcestruzzo armato ed acciaio, i seguenti fattori di confidenza da adottare in relazione a tre livelli di conoscenza: conoscenza limitata (LC1), conoscenza adeguata (LC2), conoscenza accurata (LC3).

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Per il caso della banchina TERMINAL CTS - SOPRAELEVAZIONE si ritiene che **il livello di conoscenza raggiunto (LC3)** con la mole dei dati disponibili e le numerose prove eseguite in fase realizzativa (considerabili "estese") sia tale da poter assumere i valori di resistenza dei materiali riportati nel capitolo "Caratteristiche dei Materiali" (FC = 1).

5.5 AZIONI

[§8.5.5] I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

Per quanto riguarda i pesi propri dei materiali esistenti si farà riferimento alle prove ed ai certificati dei materiali. Per quanto invece concerne le spinte dei terreni si rimanda alla relazione geotecnica e all'estratto presente al cap. 8.1 della presente relazione. Per tutti gli altri carichi agenti sulla banchina si rimanda infine al cap. 6.3.

5.6 RIASSUNTO DELLO STATO DI FATTO

La soluzione proposta prevede la realizzazione di una paratia costituita da palancole metalliche con accoppiamento di profili HZ e AZ collegati in sommità mediante una trave in c.a. ancorata a tiranti iniettati presollecitati.

La struttura è completata da una doppia fila di pali, una delle quali posta a tergo del ciglio di banchina ed un'altra arretrata di circa 30 metri, ciascuna collegata in testa da una trave in c.a. che a sua volta riceve i binari su cui correrà la gru a portale. La fila di pali immediatamente retrostante la banchina è collegata direttamente alla palancole metallica tramite una unica trave in c.a.

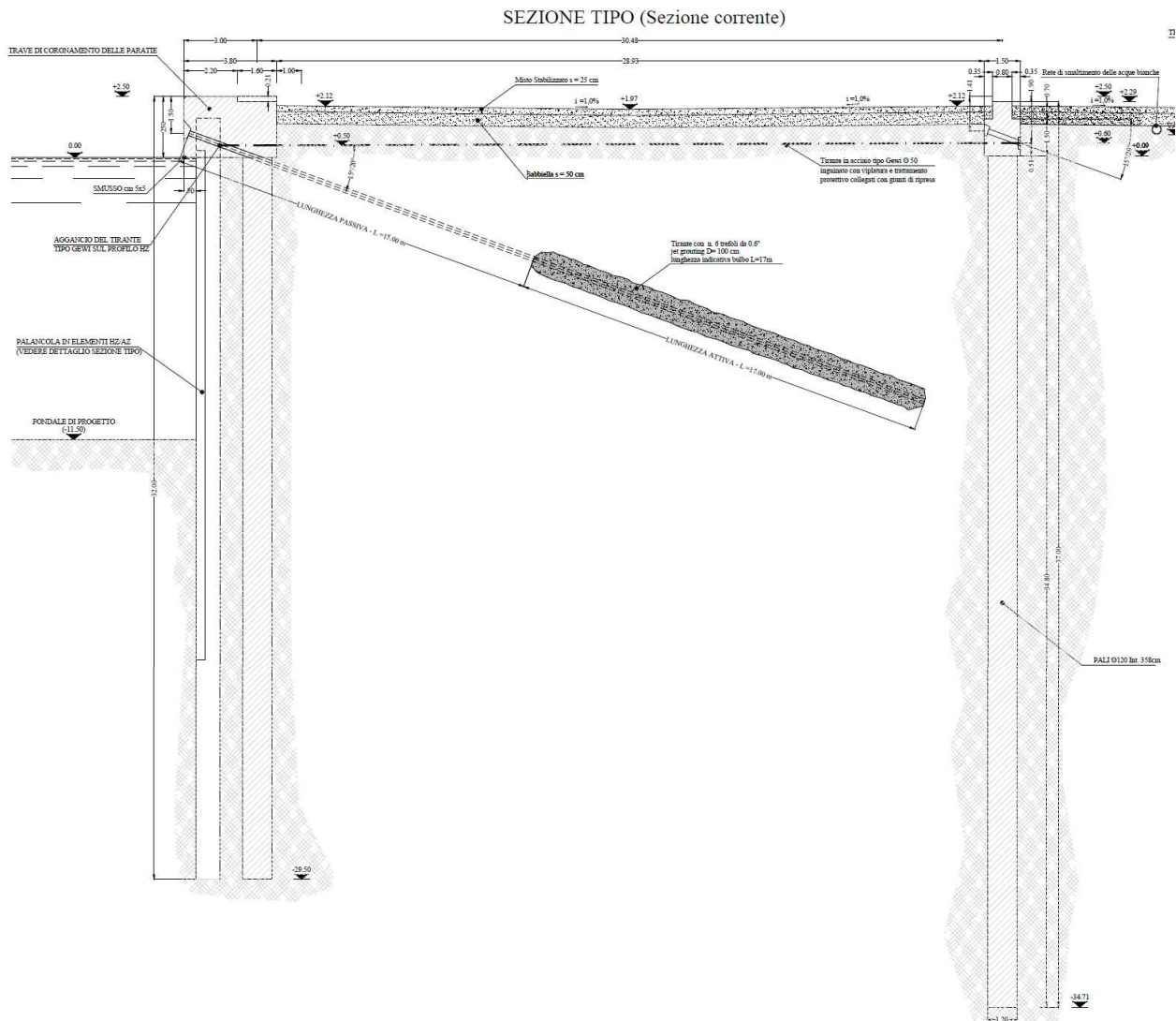


Figura 22 – Stato di fatto - Sezione corrente (Estratto dalla 2ª Perizia di Variante – Sezioni Tipologiche: Tiranti con Jet Grouting)

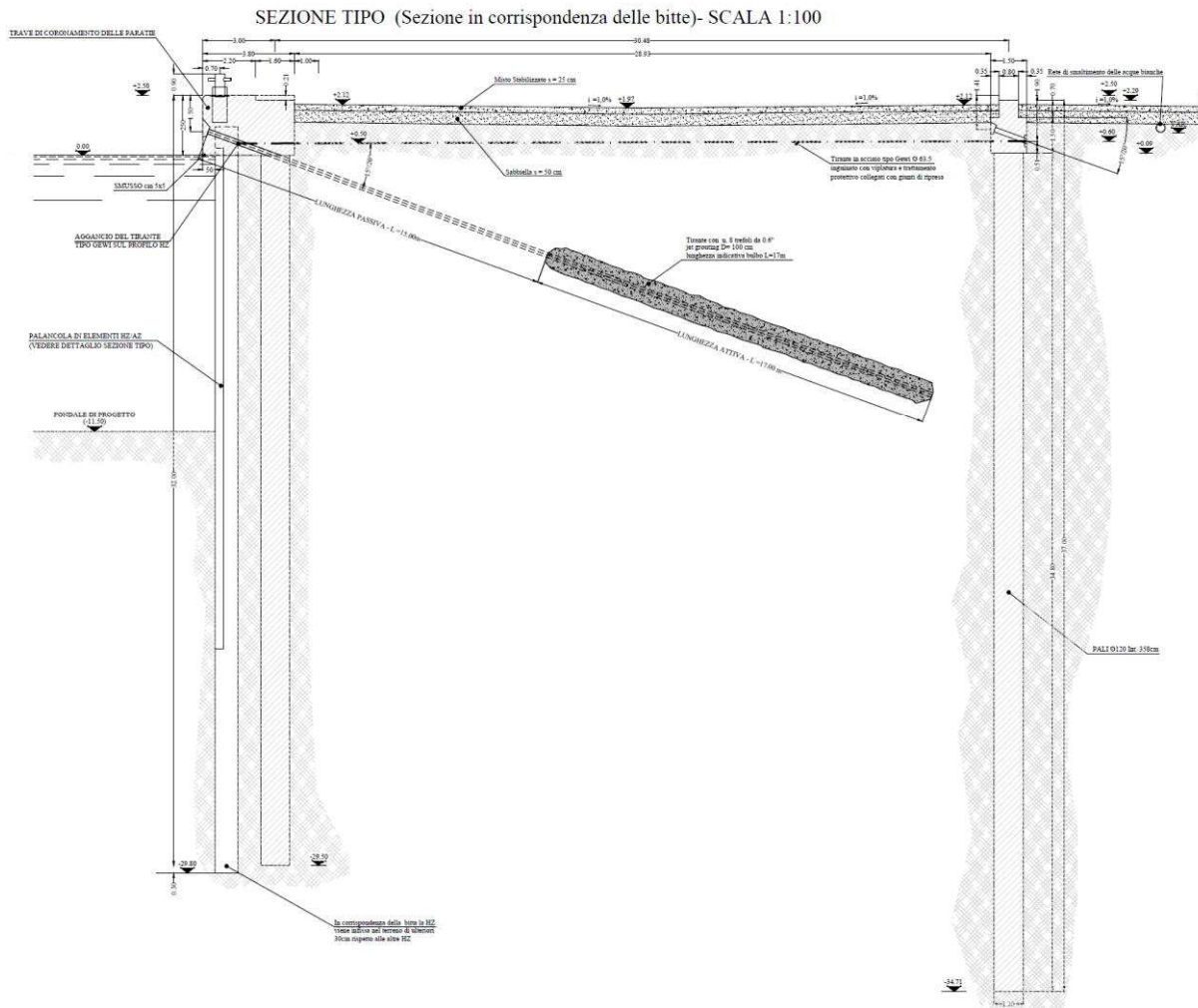
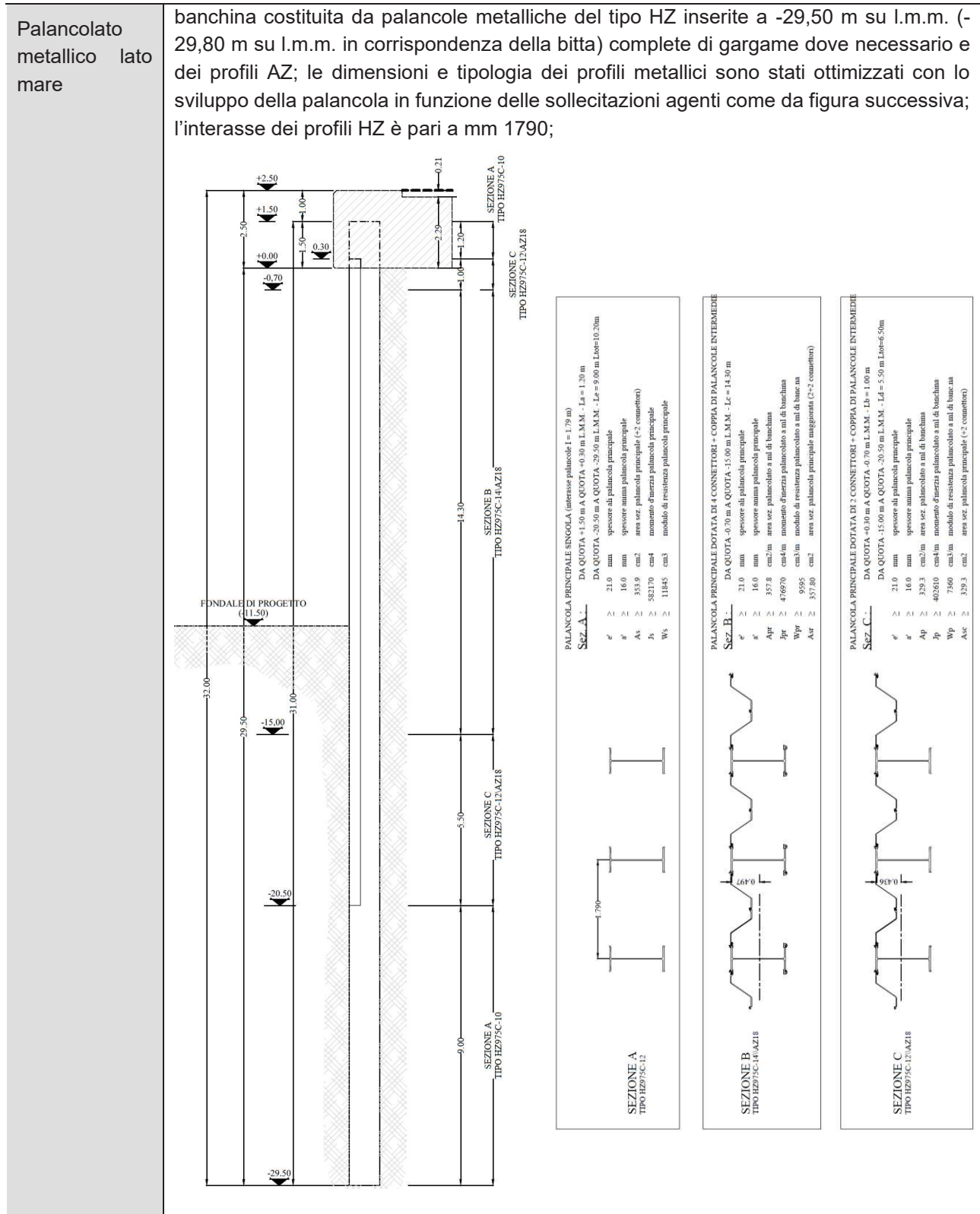


Figura 23 – Stato di fatto - Sezione in corrispondenza delle bitte (Estratto dalla 2ª Perizia di Variante – Sezioni Tipologiche: Tiranti con Jet Grouting)

PRESCRIZIONI MATERIALI	
<p>CALCESTRUZZO</p> <p>RESISTENZA CARATTERISTICA CUBICA CLS. R_{ck} = 45 MPa</p> <p>RESISTENZA CARATTERISTICA CILINDRICA CLS. f_{ck} = 35 MPa</p> <p>CEMENTO POZZOLANICO CLASSE = 42,5 R</p> <p>CONTENUTO MINIMO CEMENTO NELL'IMPASTO = 370 kg/m³</p> <p>RAPPORTO MASSIMO ACQUA/CEMENTO A/C = 0,45</p> <p>DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE AGGREGATI D_{max} = 30 mm</p> <p>SLUMP (S4) = 160-210 mm</p> <p>ACCIAIO CONTROLLATO IN STABILIMENTO AD ADERENZA MIGLIORATA</p> <p>BARRE AVENTI DIAMETRO NOM. INFERIORE/UGUALE A 26 mm = Fe B 44 k</p> <p>BARRE AVENTI DIAMETRO NOM. UGUALE A 30 mm = Fe B 38 k</p> <p>COPRIFERRO</p> <p>IL COPRIFERRO MINIMO NON DEVE ESSERE INFERIORE A = 4 cm</p> <p>NOTA BENE</p> <p>E' AMMESSO L'USO DI RITARDANTI PER CONSENTIRE LA LAVORABILITA' DEL CLS. DIETRO APPROVAZIONE PREVENTIVA DEL DIRETTORE DEI LAVORI.</p> <p>LE MISURE DEI FERRI DI ARMATURA LONGITUDINALE DOVRANNO ESSERE PRESE IN BASE ALLE EFFETTIVE POSIZIONI DEI GIUNTI (INTERMEDI ALLE PALANCOLE PRINCIPALI E SITUATI SULLE COPPIE DI PALANCOLE SECONDARIE).</p> <p>AI FINI COSTRUTTIVI VANNO COMUNQUE VERIFICATE LE MISURE DEI FERRI D'ARMATURA.</p>	<p>PALANCOLE</p> <p>ELEMENTI H ACCIAIO S430GP SNERVAMENTO $f_y > 430$ N/mmq ROTTURA $f_t > 510$ N/mmq</p> <p>ELEMENTI Z ACCIAIO S430GP SNERVAMENTO $f_y > 430$ N/mmq ROTTURA $f_t > 510$ N/mmq</p> <p>BARRE IN ACCIAIO TIPO GEWI</p> <p>TIPO A DIAM. Ø50 ACCIAIO TIPO 500/550 CARICO DI SNERVAMENTO 982KN CARICO DI ROTTURA 1080KN</p> <p>TIPO B DIAM. Ø63 ACCIAIO TIPO 555/700 CARICO DI SNERVAMENTO 1758KN CARICO DI ROTTURA 2217KN</p> <p>TIRANTI DI ANCORAGGIO</p> <p>TREFOLI DA 0,6" IN ACCIAIO ARMONICO F_{pk} 1860 N/mmq $F_{p(1)k}$ 1670 N/mmq</p>

Figura 24 – Stato di fatto – Prescrizioni materiali (Estratto dalla 2ª Perizia di Variante – Sezioni Tipologiche: Tiranti con Jet Grouting)

Descrizione delle strutture:



Pali lato mare	1 ^a fila di pali in c.a. trivellati $\varnothing 1200/3,58$ m, posti a tergo del palancolato metallico a mare, estesi fino a -29,50 m da l.m.m. ed in grado di sostenere la via di corsa lato mare della gru a portale;
Pali lato terra	2 ^a fila di pali in c.a. trivellati $\varnothing 1200/3,58$ m, posti a 30 m dal filo banchina, estesi fino a -34,71 m da l.m.m., costituenti la via di corsa lato terra della gru a portale;
Trave di coronamento	Trave di banchina in c.a. di sezione $3,80 \times 2,50$ m (B \times H) idonea a collegare efficacemente il palancolato ai pali retrostanti determinando una risposta unitaria;
Tiranti orizzontali	Barre orizzontali di collegamento tra le vie di corsa della gru, realizzate con Gewi $\varnothing 50/1,79$ m (barre Gewi $\varnothing 63,5$ in corrispondenza delle bitte);
Tiranti inclinati	Tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato, armati con 6 trefoli da 0,6" (n.8 trefoli da 0,6" in corrispondenza delle bitte), con 15 m di parte libera, 17m di fondazione realizzata con trattamento coassiale in jet-grouting, inclinati alternativamente a 15 e 20 (°) sull'orizzontale con interasse di 1,79 m; la presollecitazione iniziale era fissata a 300 kN.

5.7 ANALISI DELLE CARENZE DELLA STRUTTURA ATTUALE IN RELAZIONE ALLE NUOVE ESIGENZE DI UTILIZZO

Il banchinamento della banchina N1 risulta molto robusto e, sulla base delle prove svolte in fase di Direzione Lavori, i materiali sono conformi ai documenti progettuali. La qualità dei materiali ed i livelli di protezione adottati sono coerenti con gli standard richiesti dalla normativa vigente. L'analisi della struttura attuale in relazione alle nuove prestazioni richieste indica che:

- il palancolato di banchina non ha risorse resistenti sufficienti a fronteggiare il momento flettente risultante dalle nuove prestazioni richieste per l'opera;
- la lunghezza del palancolato principale di banchina, esteso fino a -29,50 m da l.m.m., supera lo strato di limi argillosi scadenti e compressibili e pertanto la lunghezza del palancolato è adeguata a garantire la stabilità generale del sistema.

6 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO

6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1.1 Calcestruzzo

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C35/45
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{lower} = 22,4 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 31,5 \text{ mm} = D_{upper}$
Classe di esposizione	XS3
Minimo contenuto di cemento	360 kg/mc
Massimo rapporto a/c	0,45
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0,20

COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019		
Classe di esposizione:	XS3	
Tipo di ambiente:	Molto aggressivo	
Controllo qualità del copriferro:	Sì	
Classe C.A.:	C35/45	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale V_N :	100	anni
Tolleranza di posa:	10	mm
Copriferro minimo tabella C4.1.IV:	45	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	10	mm
Decremento per controllo qualità:	-5	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$:	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	60	mm

6.1.2 Acciaio

6.1.2.1 Acciaio per armature

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo DM 17.01.18

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Allungamento caratteristico A_{gk}	$\geq 7.5 \%$
Rapporto $k = f_t / f_y$	$1.15 < k < 1.35$
Rapporto $f_y / f_{y,nom}$	≤ 1.25

6.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Il progetto delle strutture è realizzato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”, che prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale di Progetto e Classe d'Uso delle opere, la quale deve essere effettuata di concerto con il Committente.

6.2.1 Vita Nominale

Si evidenzia quanto descritto nel §2.4.1 delle NTC18:

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 2.4.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Con riferimento a quanto descritto tutte le opere sono assegnate alla:

→ Tipologia 2: “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” → Vita Nominale $V_N = 50$ anni

6.2.2 Classe d'uso

La classe d'uso delle costruzioni individua il grado di prestazione atteso in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la costruzione è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. Si riposta nel seguito quanto descritto nel paragrafo §2.4.2 delle NTC18:

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per il caso specifico, sia per opere definitive che per opere provvisionali, si assume:

→ **Classe III:** "Costruzioni il cui riuso preveda affollamenti significativi..."

6.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Con riferimento al paragrafo §2.4.3 delle NTC18, si evidenzia:

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Risulta quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

→ $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$ anni.

Il periodo di riferimento è associato alle Prescrizioni del Consiglio superiore dei lavori pubblici – CSLP (parere n. 63 del 2017) che dispone quanto segue:

Aspetti strutturali.

2. La maggior parte delle opere sono dimensionate nella assunzione di vita nominale 50 anni e classe d'uso III, con le azioni sismiche sviluppate di conseguenza per un periodo di riferimento di 75 anni, scelta che si ritiene condivisibile. Fa eccezione la banchina Bunge nord, per la quale sono state invece assunte una vita nominale di 50 anni e classe d'uso II. La motivazione di tale incongruenza, anche se modesta, vista la moderata sismicità della zona, appare connessa al diverso sviluppo temporale di quella porzione del progetto.

Ove nelle successive fasi di progettazione tale disomogeneità non fosse sanabile, si ritiene opportuna almeno una verifica delle conseguenze sui livelli di sicurezza attinti per le combinazioni sismiche.

6.3 ANALISI DEI CARICHI

6.3.1 Peso Proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo	$\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$
Acciaio	$\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$

6.3.2 Carichi di banchina

Si elencano i carichi accidentali richiesti dal Committente e dalle normative nazionali ed internazionali.

NOTA: tutti i carichi da gru di seguito indicati devono essere verificati dall'appaltatore in funzione della tipologia finale delle gru scelte.

6.3.2.1 Azioni accidentali su banchina

Stato limite di esercizio, combinazione rara (NTC'18):

- **60 kN/m²**, agente nella banchina (solo per il tratto fra le vie di corsa delle gru) per le verifiche in condizione di esercizio della struttura), per le verifiche in condizione di esercizio della struttura.

Stato limite ultimo, combinazione A1 (NTC'18, §2.6.1): amplificazione del carico per il fattore γ_Q per le verifiche strutturali dell'opera.

Condizioni sismiche: in condizioni sismiche si considera una riduzione del carico rispetto al valore di progetto (NTC'18, §2.5.3):

- Coefficiente $\Psi_{2,j}$: 0,8

6.3.2.2 Carichi veicolari

Tutti i carichi veicolari longitudinali, accidentali, d'urto, ecc., si intendono come da carichi per ponti di prima categoria NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dal traffico veicolare è stato impostato prendendo in considerazione il veicolo di riferimento stradale maggiormente caricato che può circolare secondo il Codice della Strada, con asse equivalente da 300 kN a ruote gemellate.

6.3.2.3 Carichi da gru

Gru su rotaia / tipo 3:

In figura seguente è presentato lo schema della gru di banchina indicata dalla Committenza per il terminal container di Ravenna.

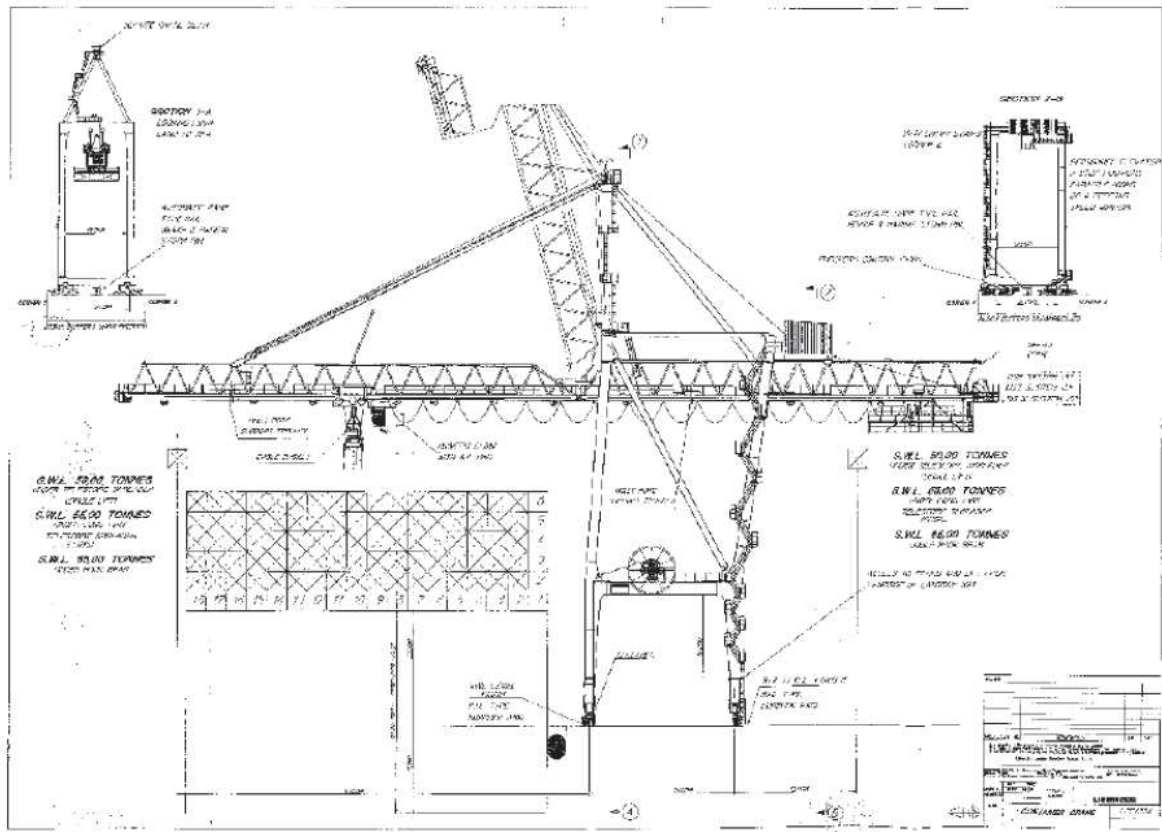


Figura 25 – Gru a portale / nuovo terminal

I carichi trasmessi dalla gru di banchina in condizioni operative e fuori servizio sono stati forniti dall’Autorità Portuale che ha messo a disposizione il documento redatto da Officine Meccaniche Galileo S.r.l. redatto per il Terminal Container Ravenna e riportato nel seguito.

	OFFICINE MECCANICHE GALILEO S.r.l. Via Begata Tridunica, 2 - 35020 PERNUMIA (PD) ITALIA Telefono +39.0429.778388 - Telefax +39.0429.778290 Email: info@ombomg.com - Web: www.omb-italy.com	N.2 STS	
		Numero di progetto	12149
		Anno	2014

1 INTRODUZIONE

Scopo della presente relazione è la definizione dei carichi trasmessi dalla gru alla banchina nelle diverse condizioni, operative e fuori servizio.

2 SCHEMA TRASLAZIONI

2.1 LATO MARE

Le traslazioni lato mare sono composte da 12 ruote per angolo, con passo variabile come indicato nelle immagini seguenti.

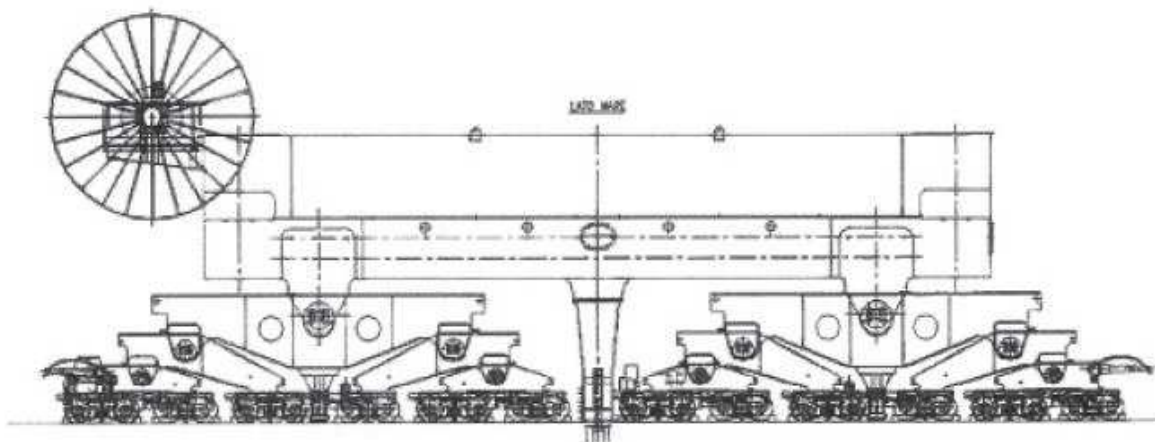


fig. 1. assieme traslazione lato mare

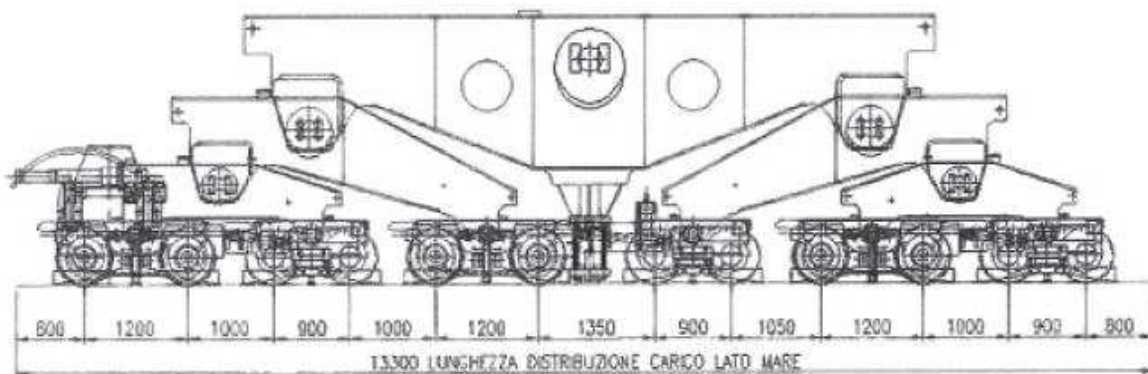


fig. 2. dettaglio traslazione lato mare angolo sinistro

	OFFICINE MECCANICHE GALILEO S.r.l. Via Brigata Tridentina, 2 - 35020 PERNUMIA (PD) ITALIA Telefono +39.0429.778388 - Telefax +39.0429.778290 Email: info@omborg.com - Web: www.omborg-italy.com	N.2 STS	
		Numero di progetto	12149
		Anno	2014

2.2 LATO TERRA

Le traslazioni lato terra sono composte da 10 ruote per angolo, con passo costante come indicato nelle immagini seguenti.

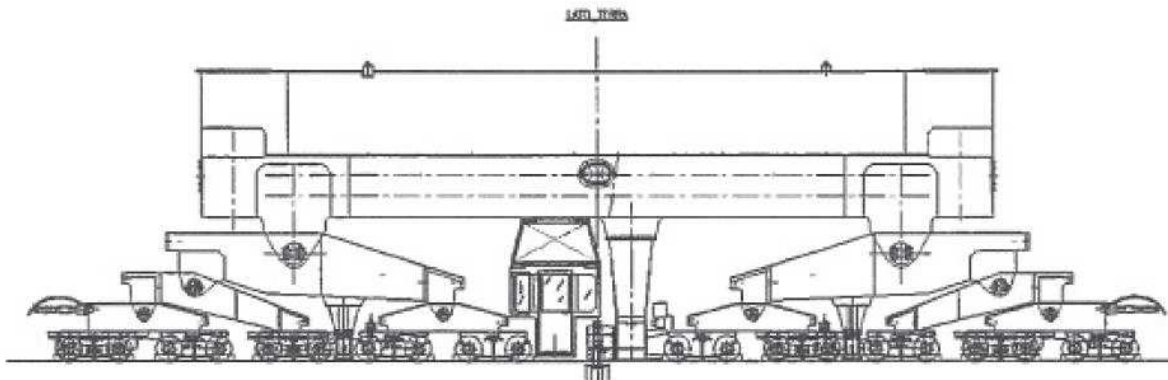


fig. 3. assieme traslazione lato terra

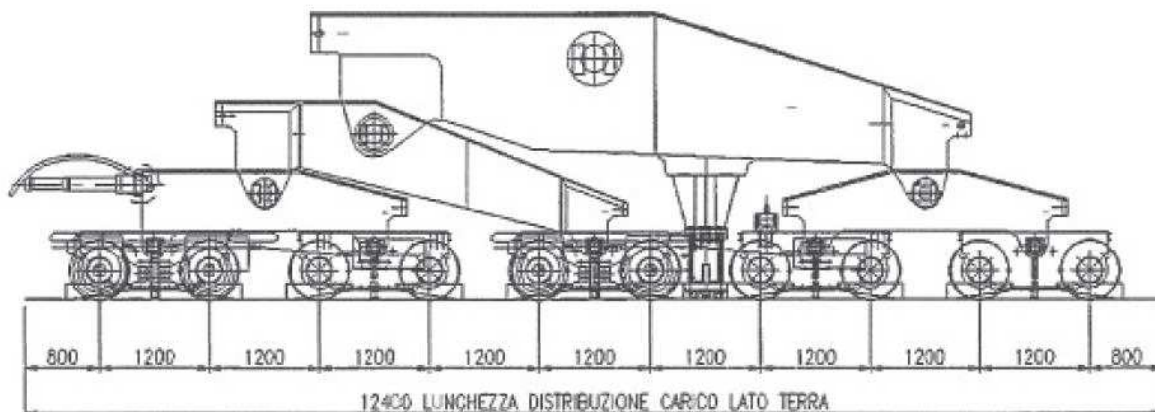


fig. 4. dettaglio traslazione lato terra angolo sinistro

3 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI DISTRIBUZIONE DEL CARICO

Per calcolare la lunghezza del tratto di rotaia su cui si distribuisce il carico per angolo della gru, si è considerata la distanza fra l'asse delle ruote estreme di ogni angolo, aggiungendo da ciascun lato 800 mm.

In questo modo si ottiene:

- lunghezza di distribuzione carico lato mare = 13300 mm
- lunghezza di distribuzione carico lato terra = 12400 mm

Questa è una delle possibili valutazioni della lunghezza di distribuzione; i dati forniti in seguito si riferiscono a queste lunghezze, è da valutare da parte dello specialista del calcolo della banchina se tale lunghezza deve essere calcolata in modo diverso.

	OFFICINE MECCANICHE GALILEO S.r.l. Via Brigata Tridantina, 2 - 35030 PIERNUMIA (PD) ITALIA Telefono +39.0429.778388 - Telefax +39.0429.778290 Email: info@mbomg.com - Web: www.omg.italy.com	N.2 STS	
		Numero di progetto	12149
		Anno	2014

4 CONDIZIONI DI CALCOLO

I carichi sono stati calcolati in due condizioni:

- condizioni operative (braccio abbassato) con vento di 72 km/h (20 m/s), considerando la contemporaneità dei movimenti di sollevamento e traslazione carrello.
- condizioni non operative (braccio sollevato e carrello in posizione di parcheggio) con vento di 180 km/h (50 m/s).

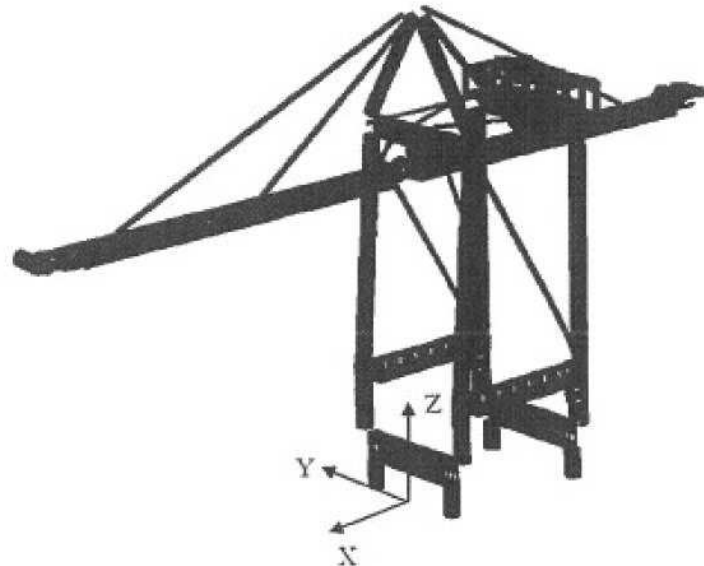
Per ogni condizione, si sono calcolati i carichi concentrati per angolo e i carichi distribuiti, separatamente per il lato mare e il lato terra.

CONDIZIONE 1

Nella tabella seguente vengono indicati i pesi e la posizione del baricentro (a braccio abbassato) della struttura, del carrello e del carico alle funi (questi ultimi due in posizione di massima corsa lato mare).

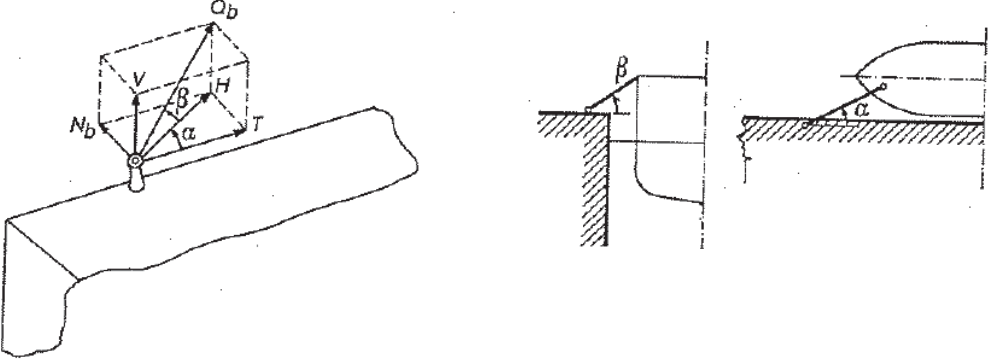
Per l'orientamento degli assi si faccia riferimento alla figura di seguito.

	(kg)	Xg (mm)	Yg (mm)	Zg (mm)
Peso struttura	976695	-8320	-290	28040
Peso carrello	33870	47500	0	38040
Carico alle funi	70000	47500	0	34950
Peso totale	1080565	-2954	-262	28801



6.3.2.4 Carichi orizzontali di banchina

Carichi da ormeggio:

<p><u>Carichi sulla bitta</u></p>	<p>I carichi sulla bitta sono applicati secondo la figura seguente:</p>  <p style="text-align: center;"><i>Figura 26 – Carichi orizzontali di banchina</i></p> <p>Ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $Q_b = N_b / \sin\alpha \cos\beta$ - $V_b = Q_b \sin \beta$ - $T_b = Q_b \cos\alpha \cos\beta$ <p>Con α che varia fra 30° e 40°, β fra 20° e 40° e N_b, determinato in funzione del massimo dislocamento (DWT) della nave in accosto, viene assunto pari a 1000 kN.</p> <p>La bitta è presente mediamente ogni 25 m.</p>
<p><u>Forza agente sul parabordo</u></p>	<p>Condizione eccezionale:</p> <ul style="list-style-type: none"> - urto da natante su banchina (NTC'18, §3.6.3.5 ed Eurocodice UNI EN 1991-1-7). <p>Il dimensionamento del sistema parabordo è eseguito sulla base di ben noti metodi deterministici, che fanno riferimento alle "Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002" PIANC-AIPCN. Si rimanda alla relazione dedicata 1114-E-BAN-ARS-RE-12-0</p>

6.3.3 Vento

L'azione del vento viene considerata come da riferimenti normativi DM 17.01.2018 e Circolare n° 7 del 21.01.2019 i quali prevedono:

DM17.01.2018 - §3.3.1

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.1 in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Dove:

a_s, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.1 in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.1 – Valori dei parametri $V_{b,0}$, a_0 , k_s

Circolare n° 7 del 21.01.2019 - §3.3.2

In questo paragrafo, vengono introdotte, in mancanza di indagini statistiche adeguate, le seguenti espressioni che forniscono la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni, α_R è un coefficiente fornito dalla Figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è espresso in anni.

La formula C3.3.2 è generalmente utilizzata per la valutazione della velocità del vento, riferita a tempi di ritorno inferiori a 50 anni per le condizioni transitorie delle costruzioni. Limitatamente alle analisi inerenti il comportamento delle costruzioni nei riguardi dei fenomeni di instabilità aeroelastica, per i quali le verifiche si conducono in termini di velocità media di riferimento e di velocità critica per il fenomeno in esame, si dovranno adottare valori di T_R significativamente maggiori di 50 anni, secondo i criteri specificati in C3.3.11 per il distacco dei vortici ed in documenti di comprovata validità per le altre possibili tipologie dei fenomeni instabili.

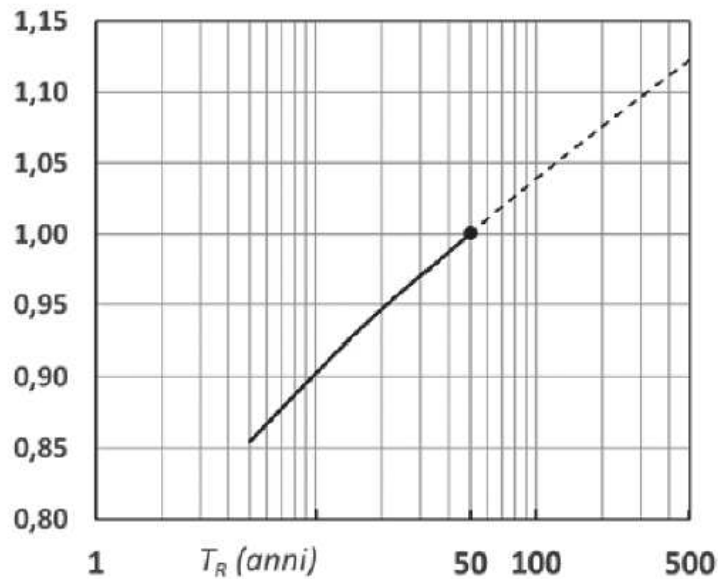


Fig. C.3.3.1 – Valori del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno T_R (asse in scala logaritmica).

L'area oggetto di intervento è collocata in ZONA 2 (Rif. Tabella 3.3.I NTC2018), per la quale si hanno i seguenti parametri:

$$V_{b,0} = 25 \text{ m/s (Tr = 50 anni)}$$

$$v_b(T_R) = 26 \text{ m/s (Tr = 100 anni, vedi figura C3.3.1 e formula C3.3.2)}$$

Il valore dell'azione statica equivalente sarà calcolato mediante la formula [3.3.4] delle NTC2018, per le sole opere che risultano sensibili all'azione del vento.

Per le strutture di banchina non si tratta di un carico dimensionante e pertanto il suo contributo sarà trascurato nei calcoli.

6.3.4 Neve

L'azione della neve viene considerata come da riferimenti normativi DM 17.01.2018 e Circolare n° 7 del 21.01.2019 i quali prevedono:

Valore di riferimento del carico della neve al suolo con $T_r = 50$ anni:

- Zona I Mediterranea – provincia di Ravenna $\rightarrow q_{sk} = 1.50$ kN/mq per $as \leq 200$ m
- Valore di riferimento del carico della neve al suolo con $T_r = 100$ anni:
 $q_{s100} = 1.128 \times 1.50 = 1.69$ kN/mq

L'azione della neve sui singoli elementi strutturali oggetto della presente relazione sarà applicata secondo le formulazioni indicate al paragrafo 3.4 delle NTC2018.

Per il caso più comune di copertura orizzontale (o con angolo fino a 30°) il valore del carico neve è calcolato come segue:

$$q_s = q_{s100} \times \mu_i \times C_E \times C_t = 1.69 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.0 = 1.35 \text{ kN/mq}$$

Tale valore sarà applicato nelle singole verifiche e combinato con gli altri carichi secondo le indicazioni delle vigenti NTC2018.

Per le strutture di banchina non si tratta di un carico dimensionante e pertanto il suo contributo sarà trascurato nei calcoli.

6.3.5 Sisma

L'azione del sisma è stata definita in accordo con il DM 17.01.2018 e la Circolare n° 7 del 21.01.2019.

La vita nominale dell'opera è stata assunta pari a $V_N = 50$ anni con Classe d'uso III, alla quale è associato un coefficiente d'uso C_u pari a 1,5.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Il tempo di ritorno dell'evento sismico è pari a $T_r = 712$ anni, pertanto l'accelerazione orizzontale di base a_g su sito di riferimento rigido risulta essere:

<i>Stato Limite di Danno (SLD)</i>	$a_g = 0.064g$
<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)</i>	$a_g = 0.172g$

La magnitudo associata all'evento sismico agli SLV vale $M_W = 5.96$

E' stata fatta una analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) sulla base dei dati desunti dalle indagini di progetto definitivo ed esecutivo, per definire l'accelerazione sismica orizzontale massima di progetto (amplificazione stratigrafica), che è pari a $a_{gmax} = 0,2g$ per SLV e $a_{gmax} = 0,1g$ per SLD.

Si rimanda alla "Relazione sismica" di progetto esecutivo per un maggiore dettaglio degli argomenti trattati.

L'utilizzazione di metodi di analisi di tipo pseudostatici l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali devono essere pertanto valutati in funzione della proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo dell'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Per la banchina in progetto possono essere utilizzati i seguenti valori:

- SLV $\rightarrow k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{gmax} = 0.30 \cdot 1 \cdot 0.200 = \mathbf{0.060}$
 $\rightarrow k_v = 0$
- SLD $\rightarrow k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{gmax} = 0.30 \cdot 1 \cdot 0.100 = \mathbf{0.030}$

→ $k_v=0$

Tali valori sono stati scelti sulla base delle seguenti considerazioni:

Negli stati limite di vita SLV e di danno SLD, un palancolato di altezza $H = 30 \text{ m}$ su suolo tra C e D, permette di assumere $\alpha = 0,3$ utilizzando il diagramma 7.11.2 della NTC 2018.

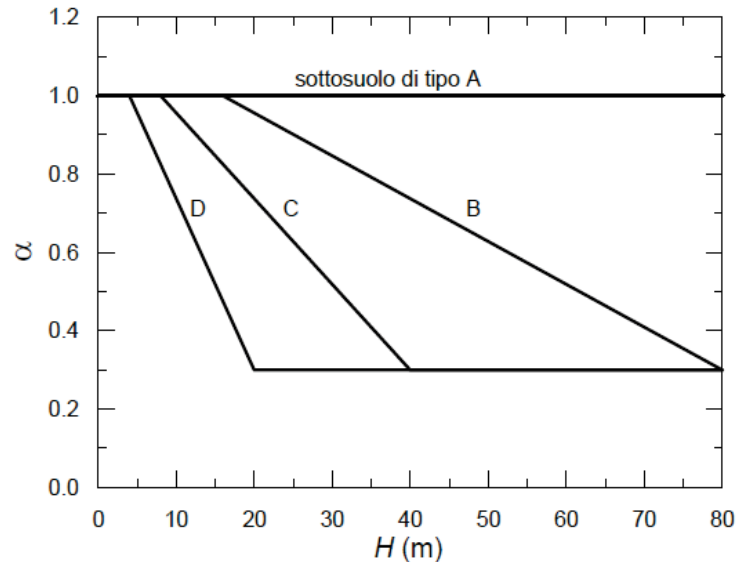


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

La definizione del coefficiente β viene effettuata sulla base che lo spostamento in sommità dell'opera sia correlato direttamente alla deformazione elastica degli ancoraggi. Per tale ragione si individua uno spostamento orizzontale massimo come differenza tra l'elongazione dei tiranti al carico di snervamento di progetto e l'elongazione dei medesimi in condizioni SLE.

Nello specifico il calcolo si effettuerà stimando dapprima l'allungamento del tirante in condizioni di esercizio:

$$\Delta L_{SLE} = \varepsilon * L = \frac{N_{SLE}}{E_{acciaio} * A_{barra}} * L$$

L'allungamento massimo del tirante è valutato analogamente (cautelativamente) partendo dal carico di snervamento della barra, stimabile in:

$$N_{yd} = \frac{N_{yk}}{\gamma_M}$$

$$\Delta L_{ultimo} = \varepsilon * L = \frac{N_{yd}}{E_{acciaio} * A_{barra}} * L$$

A questo punto, considerando un tirante di inclinazione α , lo spostamento massimo che l'opera può tollerare è posto pari a:

$$u_{s,max} = \cos\alpha * (\Delta L_{ultimo} - \Delta L_{SLE})$$

Con questo valore è possibile entrare nell'abaco Fig. 7.11.3 presente al cap. 7.11 delle NTC 2018

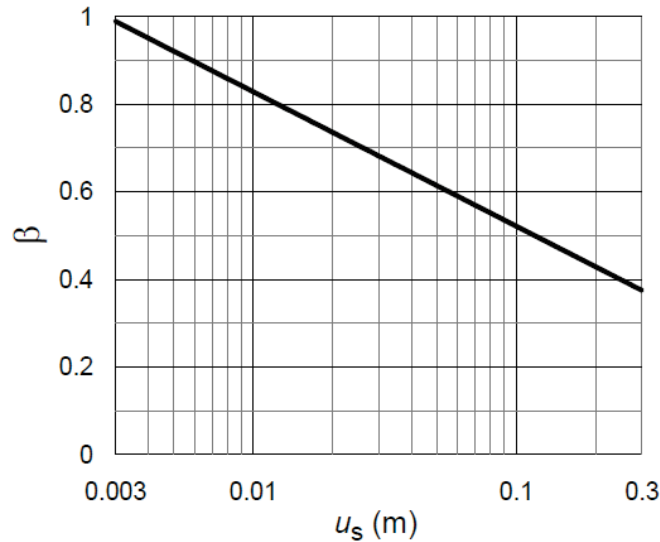


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il tirante orizzontale esistente è un GEWI $\phi 50$ mm con caratteristiche riportate nel seguito:

GEWI® B500B Threadbar

Diametro nominale ϕ [mm]	Tensione snervamento/ tensione rottura $f_{p0,2k}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento F_{yk} [kN]	Carico ultimo F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5	△
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6	△
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0	△
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4	△

Figura 27 – Definizione di β

Nelle modellazioni eseguiti con il software Plaxis, visibili nel seguito, il massimo tiro agli SLE risulta pari a circa 250 kN. Con queste informazioni e considerando un angolo nullo (tirante orizzontale) il coefficiente β risulta pari a 0.62.

BANCHINA N1 - TIRANTE ORIZZONTALE					
GEWI D50			Inclin	0	[°]
E	206000	[MPA]	L	30	[m]
A	1963	[MM]	NSLE	250	kN
NSNERV	982	[KN]			
γ	1,15				
NMAX	854	[KN]			
ϵ	ΔL	ux	Δux	β	
[-]	[m]	[cm]	[cm]	[-]	
0,0006	0,0185	1,85			
0,0021	0,0634	6,34	4,48	0,62	

Figura 28 – Definizione di β

L'assunzione di tali parametri darebbe un coefficiente k_p minore rispetto a quello ipotizzato nel progetto definitivo. **A favore di sicurezza** si assume sia per gli SLV che per gli SLD un valore di β pari a 1.

Per l'analisi di stabilità generale dell'opera con i metodi pseudostatici è possibile valutare il coefficiente sismico orizzontale riducendo l'accelerazione massima attesa al sito per un coefficiente β_s (tabella 7.11.I della NTC 2018).

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi di stabilità generale con metodi pseudostatici utilizzando il parametro $\beta_s=0.24$ e moltiplicandolo per l'accelerazione $a(\text{SLV})=0.200$ e $a(\text{SLD})=0.100$ si otterrebbero valori k_h inferiori a quelli riportati per le analisi precedenti. A favore di sicurezza si utilizzano gli stessi parametri $k_h(\text{SLD})=0.030$ e $k_h(\text{SLV})=0.060$. In questo caso $k_v(\text{SLD})=0.030/2=\pm 0.015$ e $k_v(\text{SLV})=0.060/2=\pm 0.030$.

6.3.6 Spinta idrodinamica

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni simiche sulle opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, durante e dopo lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua. Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in

Incremento dinamico
(Westergaard, 1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

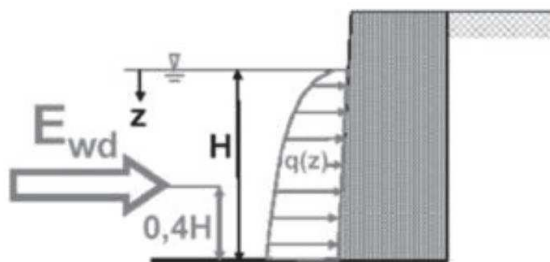


Figura 29 – Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica agisce sia in una direzione che nell'altra, cioè si manifesta come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

6.3.7 Carichi eccezionali – urto di natante

La normativa NTC2018 non fornisce indicazioni per gli urti dei natanti, per questo motivo si ci riferisce a norme di comprovata validità. Nello specifico ci si riferisce a quanto riportato dalla EN 1991.1.7.

L'Eurocodice definisce l'area di azione del carico (0,1l x 0,05l con l=lunghezza della nave) e la deviazione massima della direzione di impatto del natante, pari a 30°.

I dati da utilizzare per la nave di progetto sono definiti dalla tabella C.4 dell'annesso C della stessa norma.

Class of ship	Length l (m)	Mass m^a (ton)	Force $F_{ax}^{b,c}$ (kN)	Force $F_{ay}^{b,c}$ (kN)
Small	50	3 000	30 000	15 000
Medium	100	10 000	80 000	40 000
Large	200	40 000	240 000	120 000
Very large	300	100 000	460 000	230 000

^a The mass m in tons (1 ton = 1 000 kg) includes the total mass of the vessel, including the ship structure, the cargo and the fuel. It is often referred to as the displacement tonnage. It does not include the added hydraulic mass.

^b The forces given correspond to a velocity of about 5,0 m/s. They include the effects of added hydraulic mass.

^c Where relevant the effect of bulbs should be accounted for.

Nel caso in esame la nave di progetto appartiene alla classe "Very large" avendo una massa pari a 100'000 tonnellate. A questa tipologia corrisponde una forza d'urto frontale massima pari a 460'000 kN. In area portuale la normativa permette di ridurre del 50% tale forza. Si ottiene quindi una forza finale d'urto pari a:

$$F_U = 460000 \cdot \sin(30^\circ) \cdot 0,5 = 115000 \text{ kN}$$

Come indicato in precedenza questa forza viene applicata su un'area di dimensioni 15m x 30m. Si ottiene così una pressione pari a 255,55 kN/m².

6.4 DESIGN APPROACH

Generale	<p>I coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione sono ricavati da normativa nazionale ed Eurocodici, secondo quanto specificato nelle appendici nazionali.</p> <p>Per quanto non specificato si fa riferimento alla normativa BS 6349.</p>																				
Struttura di banchina	<p>Combinazioni di esercizio (SLE):</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p style="text-align: right;">rara</p> $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ <p style="text-align: right;">frequente</p> $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ <p style="text-align: right;">quasi permanente</p> <p>Combinazioni ultime (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p>Combinazioni eccezionali:</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>Combinazioni sismiche (SLV, SLD ed SLO):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>dove:</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="padding-right: 20px;">G_1</td> <td>pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua</td> </tr> <tr> <td>G_2</td> <td>pesi propri degli elementi non strutturali</td> </tr> <tr> <td>Q</td> <td>accidentali</td> </tr> <tr> <td>P</td> <td>precompressione</td> </tr> <tr> <td>A_d</td> <td>azioni eccezionali (urto imbarcazioni)</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno</td> </tr> </table> <p>Per gli stati limite strutturali (STR) i coefficienti di combinazione sono:</p> $\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.5 - 0.8$ $\gamma_Q = 1.5 - 0.0$ <p>per accidentali di impalcato (Categoria E) per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Banchina</td> <td style="width: 50%;">C</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{0,j}$</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{1,j}$</td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{2,j}$</td> <td>0,,8</td> </tr> </table>	G_1	pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua	G_2	pesi propri degli elementi non strutturali	Q	accidentali	P	precompressione	A_d	azioni eccezionali (urto imbarcazioni)	E	azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno	Banchina	C	Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,,8
G_1	pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua																				
G_2	pesi propri degli elementi non strutturali																				
Q	accidentali																				
P	precompressione																				
A_d	azioni eccezionali (urto imbarcazioni)																				
E	azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno																				
Banchina	C																				
Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0																				
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9																				
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,,8																				
Fondazioni su pali	<p>Le fondazioni su pali, secondo NTC'2018 (§6.4.3), devono essere soddisfatte per ogni stato limite considerato:</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo geotecnico (GEO), tenendo conto del 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. 																				

	<ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo strutturale (STR), tenendo conto del raggiungimento della resistenza dei pali e raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali. Verifiche SLU devono essere effettuate applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI. - SLE, prendendo in considerazione, quando pertinenti, almeno gli eccessivi cedimenti o sollevamenti e gli eccessivi spostamenti trasversali. Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione ($E_d < R_d$). - Per le verifiche SISMICHE le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.5.3.2.
<p>Paratie di sostegno</p>	<p>Per le paratie si considerano i seguenti stati limite ultimi (NTC'18 §6.5.3.1.2 per condizioni SLU e §6.5.3.2 per SLE):</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD): collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido); collasso per carico limite verticale; sfilamento di uno o più ancoraggi; instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate; instabilità del fondo scavo per sollevamento; sifonamento del fondo scavo; instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. - SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi; raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto; raggiungimento della resistenza strutturale della paratia. <p>Accertando che la condizione ($E_d < R_d$) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.</p> <p>Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti: Combinazione 1: (A1+M1+R1) e Combinazione 2: (A2+M2+R1) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II con i coefficienti γ_r del gruppo R1 pari all'unità.</p> <p>Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLE - In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. - Per le verifiche SISMICHE le paratie devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.6.3

Stabilità globale	<ul style="list-style-type: none">- SLU – La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.- SISMICA (§ 7.11.4) - si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.
-------------------	---

7 TEORIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

7.1.1 Fondazioni superficiali

7.1.1.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018
RIFERIMENTO §6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) la normativa prescrive:

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

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

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
 - *collasso per scorrimento sul piano di posa;*
 - *stabilità globale.*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

...dove per condizione [6.2.1] si intende:

$$E_D \leq R_D$$

Essendo E_D il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2.b]

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Per le **verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)** la normativa prescrive:

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione $E_d \leq C_d$ (dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni), calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

7.1.1.2 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M/N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

- Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot a n \phi$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno.

- Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

- Per i fattori s_γ, s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

- Per i fattori i_γ, i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot a n \phi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \alpha n \phi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

- Per quanto riguarda i fattori b_γ , b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

- Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

- Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

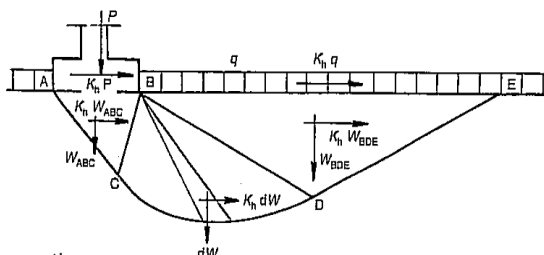
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

Effetti inerziali dovuti al sisma (Paolucci & Pecker, 1995)



Effetti inerziali: fattori correttivi z

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + c N_{c} s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

7.1.1.3 Collasso per scorrimento sul piano di posa

La resistenza a scorrimento è così calcolata:

$$R_{res} = N \cdot (\tan\delta)$$

Dove:

N = carico verticale agente

δ = angolo di attrito terreno/fondazione

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

7.1.1.4 Cedimenti

Il cedimento di ogni strato viene calcolato mediante la formula:

$$w = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \left(\frac{\Delta\sigma'_{vr}}{E_{ur,i}} + \frac{\Delta\sigma'_{vc}}{E_i} \right)$$

dove:

- ΔH_i : spessore dello strato i-esimo;
- $\Delta\sigma'_{vr}$: incremento di tensione efficace verticale di ricarico;
- $\Delta\sigma'_{vc}$: incremento di tensione efficace verticale di 1° carico;
- $E_{ur,i} = 3E$: modulo di ricarico dello strato i-esimo;
- E_i : modulo di elasticità dello strato i-esimo;
- n : numero degli strati;

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

7.1.2 Muri di sostegno

7.1.2.1 Calcolo della spinta

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono

incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K a perde di significato per $\beta > \varphi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + q) k_a$$

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ . Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_H = k_H W \quad F_V = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e

indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppata lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f S_p + c_a L_r$$

con

$$L_r = B_r - L_c$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

7.1.3 Fondazioni su pali

7.1.3.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018

RIFERIMENTO §6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 17/01/2018.

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

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

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

a) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

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

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

7.1.3.2 Capacità portante verticale

L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo con la punta in terreno granulare soggetto ad un carico verticale è la seguente:

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

dove:

- Q_p = portata di punta;
- Q_l = portata laterale;
- W_p = peso proprio del palo;

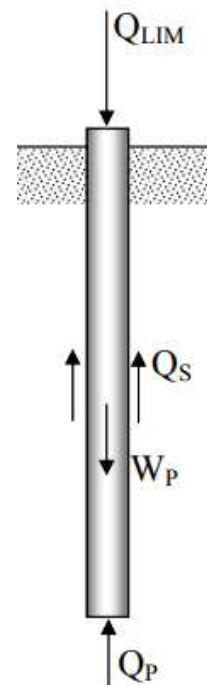
La capacità portante sarà valutata come sommatoria dei contributi dei differenti strati nel caso in cui la fondazione attraversa strati di diversa natura.

7.1.3.2.1 Palo in terreno coesivo saturo

- Stima di Q_s

La stima della capacità portante per aderenza e/o attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$



Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante τ_S sono difficili da valutare analiticamente, poichè dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. I metodi attualmente più utilizzati per la definizione di τ_S sono:

- Metodo α : Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato.

$$\tau_S = \alpha \cdot c_u$$

α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo. Valori suggeriti:

(Viggiani 1999)

per pali battuti:

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,5$

per pali trivellati:

$c_u < 25$	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

L'Associazione Geotecnica Italiana - AGI

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

- Metodo β : Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_S = \sigma'_h \cdot \tan\delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan\delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

In cui:

σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;

σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo;

K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e σ'_{v0}

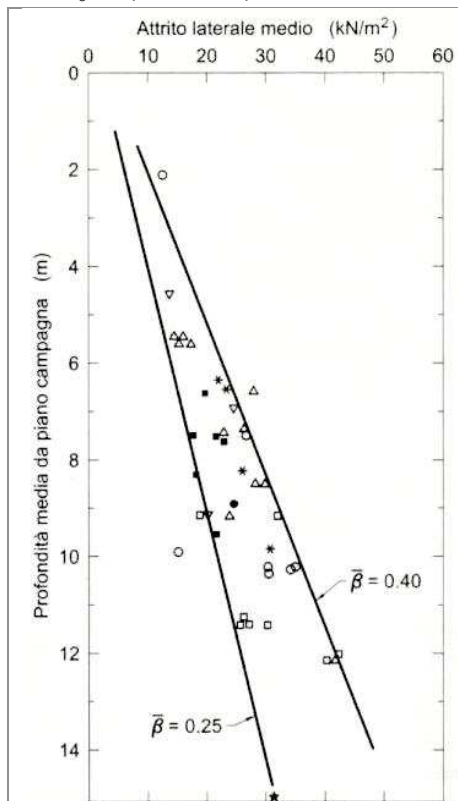
$\tan\delta$ è un coefficiente d'attrito palo-terreno

β è un coefficiente pari al prodotto $K \tan\delta$

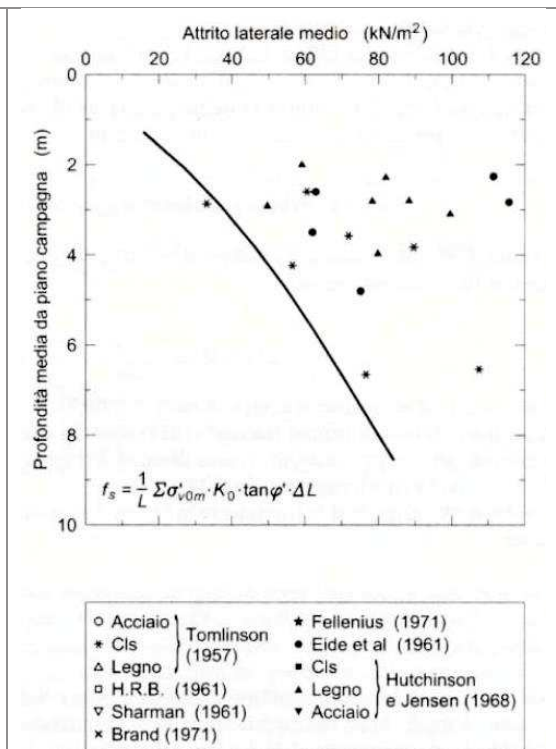
Se l'angolo di attrito palo-terreno δ fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ' , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni dello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \text{sen}\theta') \cdot \text{OCR}^{0.5}$$

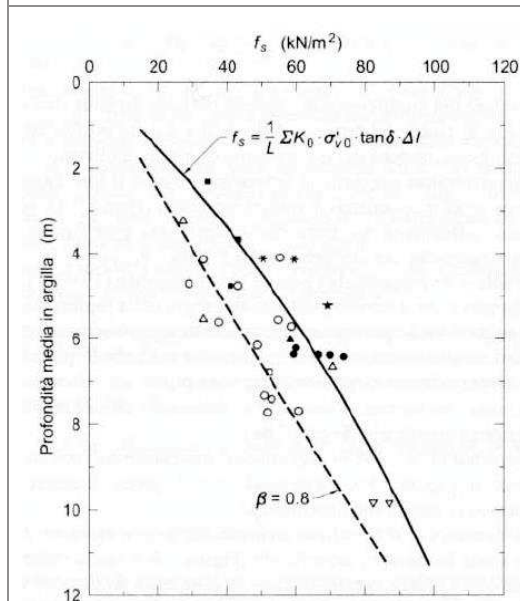
$$\tan\delta = \tan\theta'$$



Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali infissi in argille tenere



Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali infissi in argille consistenti



Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali trivellati in argille consistenti.

Risultati sperimentali indicano che:

- per pali infissi in terreni coesivi NC il coefficiente β risulta compreso tra 0,25 e 0,40 per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto $\beta=0.3$
- per pali infissi in terreni sovra consolidati, i valori del coefficiente sono molto più dispersi ma comunque superiori all'equazione vista in precedenza di K , che si può assumere come valore di progetto.
- per pali trivellati in terreni coesivi NC si può fare riferimento come valore di progetto a $\beta=0.25$
- per pali trivellati in terreni coesivi OC i valori ottenibili dall'equazione vista in precedenza di τ_s sono cautelativi e, come valore di progetto, si può fare riferimento a $\beta=0.8$

- Stima di Q_p

In genere il termine di capacità portante di punta Q_p di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta alla capacità portante totale. Per la stima di Q_p si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,p})$$

dove A_p è l'area del palo, c_u è la resistenza a taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo, $\sigma_{v0,p}$ è la tensione verticale totale alla punta, N_c è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9.

7.1.3.2.2 Palo in terreno incoerente

- Stima di Q_s

Si applica il metodo β . Per la scelta dei valori K e $\tan\delta$ si può fare riferimento alle indicazioni AGI, nella seguente tabella:

Tabella 1 – Valori indicativi di k e u per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di u
Battuto	Acciaio	0,5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
Trivellato		0,4 ÷ 0,7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità

Si applica una limitazione $\tau_s \leq 200$ kPa

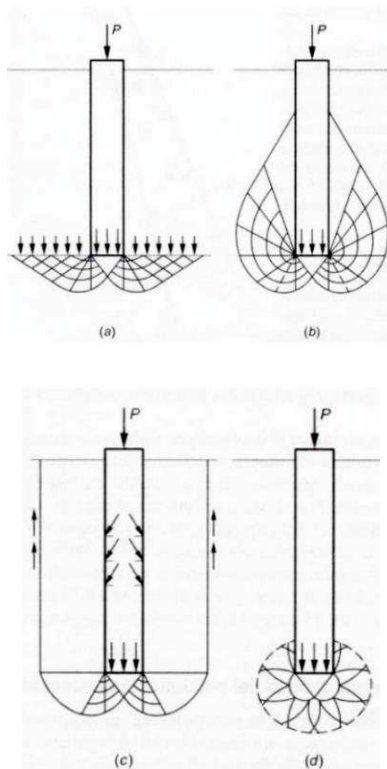
- Stima di Q_p

La capacità di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_{v0,p}$$

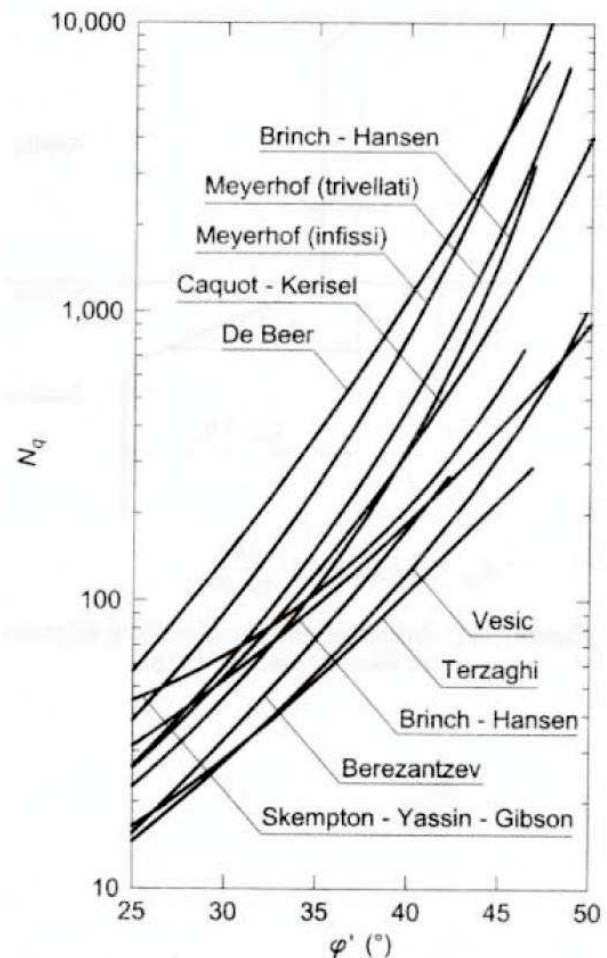
In cui A_p è l'area di base del palo, q_p è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{v0,p}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante.

Il valore N_q dipende a parità di angolo di resistenza al taglio, dai meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q .

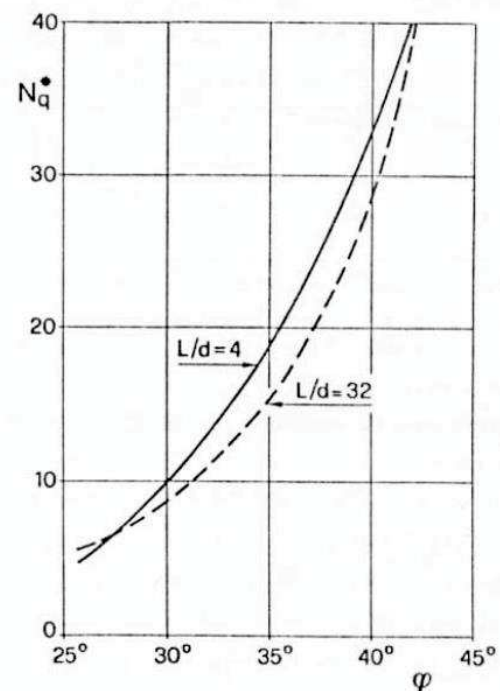


Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo:

- a) Caquot, Buisman e Terzaghi;
- b) Meyerhof;
- c) Berezantzev;
- d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic



La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per i pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti, esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro. Risulta pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione identica alla precedente ma con un coefficiente N_q^* , inferiore a N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta (figura a destra).



7.1.3.3 Capacità portante laterale

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua per un tratto di lunghezza non definita con momento costante. La verifica viene soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d < H_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_G e γ_Q alle azioni agenti, mentre H_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

[§6.4.3.1.1.1] Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1 del DM 17.01/2018, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab.6.4VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

7.1.3.4 Capacità portante – interpretazioni del campo prove

Le capacità portante dei pali viene studiata seguendo i risultati derivanti dal campo prova.

Gli estensimetri a corda vibrante hanno consentito di determinare, in ciascuna sezione strumentata, le deformazioni subite dal palo e quindi, noto il legame sforzi-deformazioni, la sollecitazione agente sulla sezione. Noto il modulo di Young E del calcestruzzo e la sezione A del palo, le misure estensimetriche sono state elaborate in termini di curve di distribuzione del carico assiale con riferimento alla seguente relazione:

$$N(z) = EA * \mu \varepsilon(z)$$

La conoscenza del carico assiale $N(z)$ nelle diverse sezioni strumentate ha consentito di risalire al legame tra la resistenza laterale ed i cedimenti, e alla distribuzione delle τ_z lungo il fusto.

La relazione di riferimento utilizzata è di seguito riportata:

$$\tau_z = -\frac{1}{\pi D} * \frac{\Delta N_z}{\Delta z}$$

Considerata la distanza tra le sezioni strumentate, pari a circa 4 m, è stato possibile determinare la resistenza laterale media mobilitata ed il cedimento relativi a tronchi finiti di palo compresi tra sezioni strumentate successive.

Il carico $N(z=L)$, assorbito alla punta del palo, rappresenta la resistenza alla punta. Il valore della resistenza unitaria alla punta è determinabile attraverso il rapporto tra tale carico e l'area del palo

$$\sigma_b = \frac{\Delta N_{z=L}}{A_p}$$

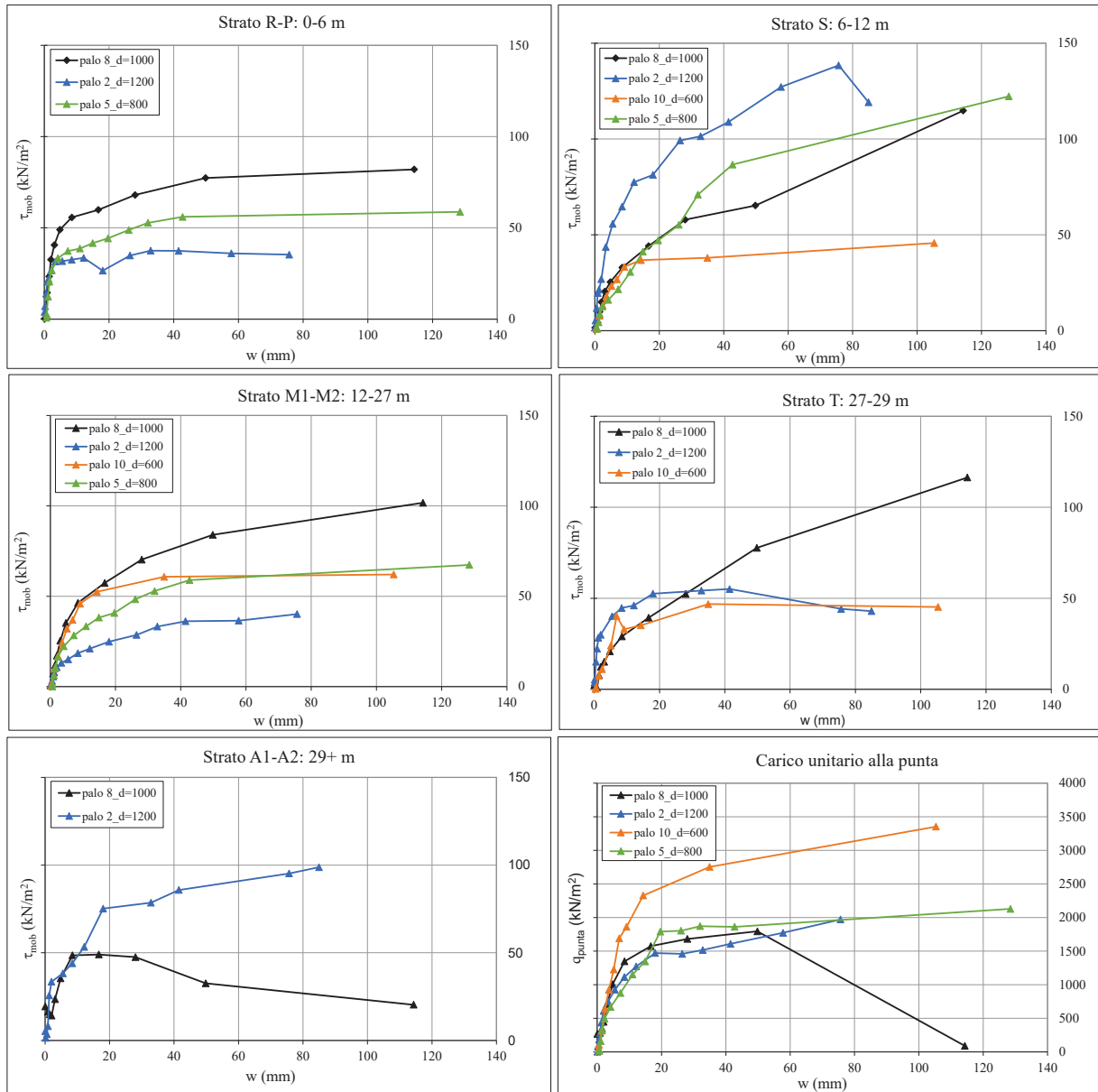
A partire da tali valori è stato possibile, nota la stratigrafia, attribuire ad ogni strato l'aliquota di tensioni tangenziali mobilitate. Pertanto, i valori di seguito riportati rappresentano resistenze laterali unitarie mobilitate per singolo litotipo.

Si evidenzia che i valori registrati si riferiscono all'aliquota mobilitata della resistenza nel corso della prova. Tali valori risultano prossimi alla resistenza limite per i pali trivellati.

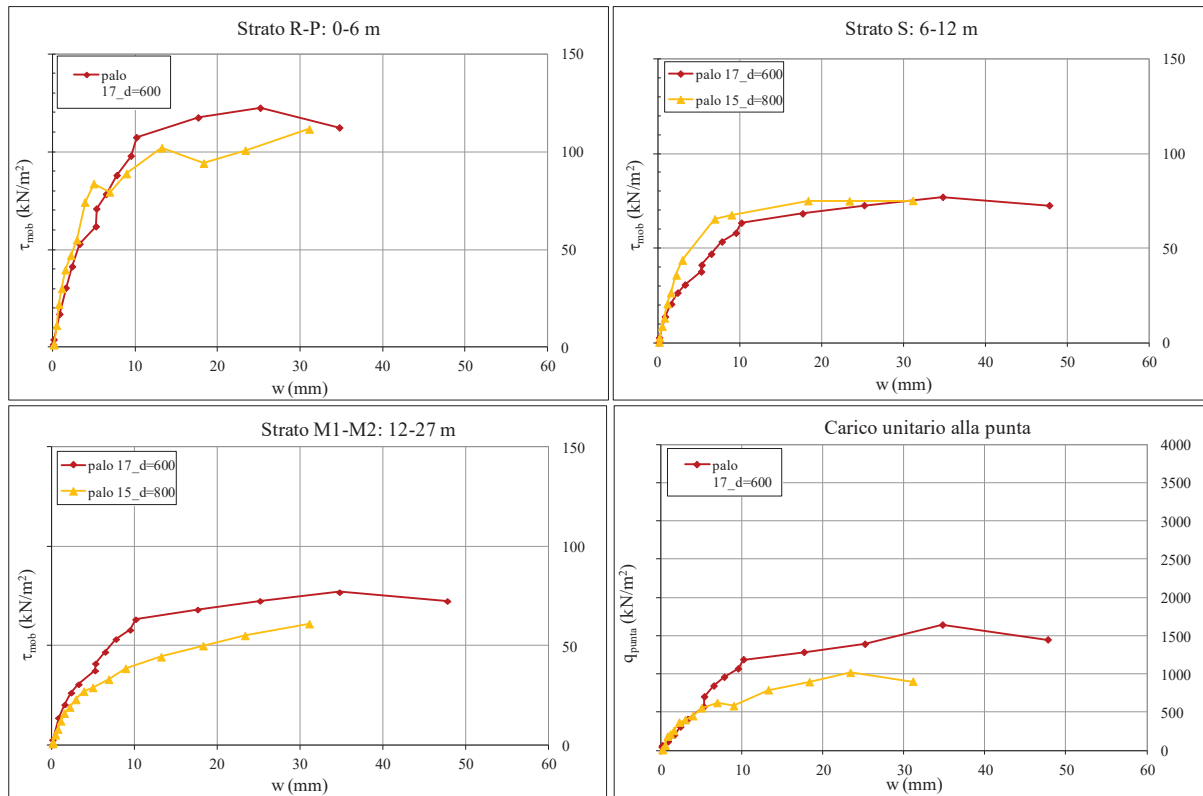
Per i pali FDP (pali a spostamento di terreno), l'interpretazione delle letture estensimetriche ha consentito di osservare che le resistenze laterali mobilitate nei litotipi più profondi (litotipo S e litotipo M1-M2) sono sensibilmente inferiori a quelle limite, tanto in ragione delle considerevoli performance della tecnologia full displacement e delle elevate resistenze già mobilitate negli strati più superficiali (litotipo R e litotipo P).

I risultati delle elaborazioni sono di seguito rappresentati come curve di trasferimento del carico in funzione della profondità.

DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI TANGENZIALI MOBILITATE IN OGNI STRATO – PALI TRIVELLATI



DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI TANGENZIALI MOBILITATE IN OGNI STRATO – PALI FDP



A partire dai valori unitari, è possibile determinare la resistenza dei pali al variare della stratigrafia moltiplicando il valore cui tende asintoticamente la resistenza unitaria laterale della tipologia di palo scelta, per la superficiale laterale dello strato considerato.

Le resistenze laterali unitarie, medie e minime, mobilitate di ciascuno strato sono sintetizzate nella tabella seguente per le due tecnologie di palo testate.

Tabella 2 - Resistenze unitarie medie mobilitate

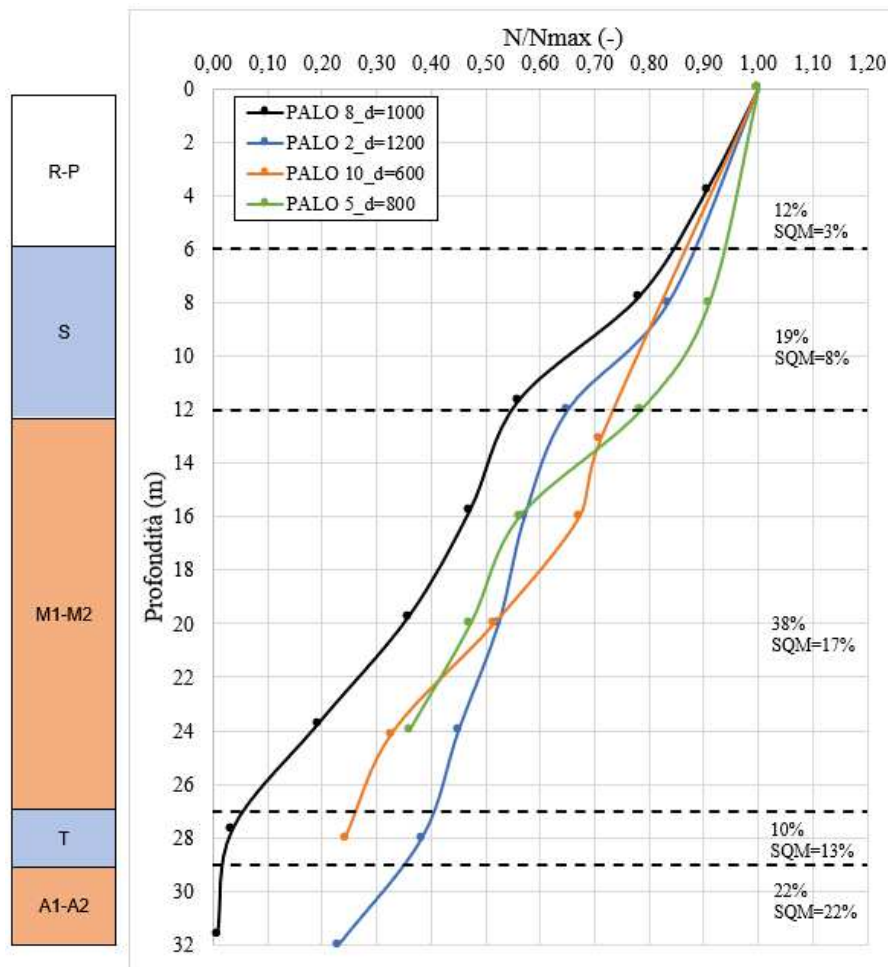
Unità	$q_{l,med}$ (kPa)		$q_{b,med}$ (kPa)	
	Trivellato	FDP	Trivellato	FDP
R	65	134	2318	1175
P	65	134		
S	119	74		
M1	71	76		
M2	71	76		
T	80	-		
A1	60	-		
A2	60	-		

Tabella 3 - Resistenze unitarie minime mobilitate

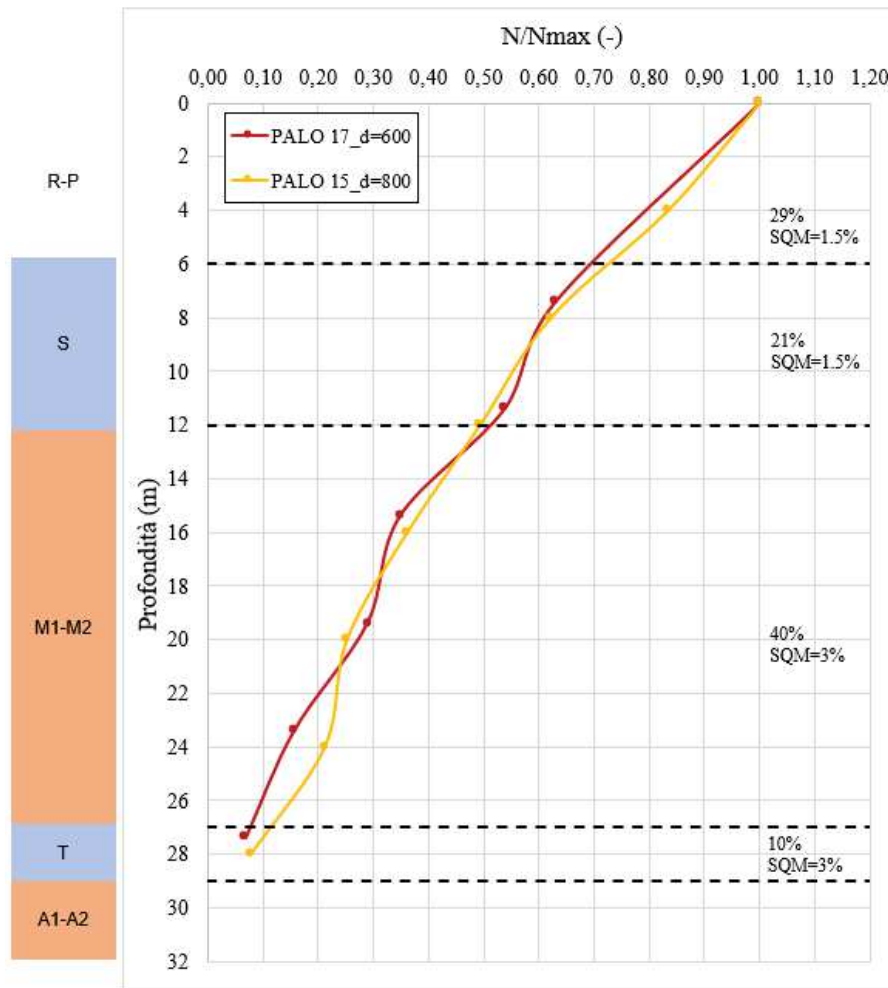
Unità	$q_{l,min}$ (kPa)		$q_{b,min}$ (kPa)	
	Trivellato	FDP	Trivellato	FDP
R	35.31	110	1793.92	1000
P	35.31	110		
S	114.79	74		
M1	43.34	60		
M2	43.34	60		
T	45.24	-		
A1	20.36	-		
A2	20.36	-		

Di seguito si riportano gli andamenti delle resistenze laterali mobilitate nei singoli strati per i pali sottoposti a prova, distinti per tecnologia esecutiva.

SFORZO NORMALE TRASFERITO AI SINGOLI STRATI – PALI TRIVELLATI



SFORZO NORMALE TRASFERITO AI SINGOLI STRATI – PALI FDP



7.1.4 Tiranti

7.1.4.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018

RIFERIMENTO TIRANTI

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto "E_d" con la resistenza di progetto, determinata applicando alla resistenza caratteristica "R_{ak}" i coefficienti parziali riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- Dai valori di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- Con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} riportati nella Tabella 6.6.II della NTC2018 rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze R_{a,m} misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}} ; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III della NTC2018 rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze R_{a,c} ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

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

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{\sigma_{a3}}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{\sigma_{a4}}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

7.1.4.2 Resistenza a sfilamento bulbo-terreno

Per il calcolo del valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio $R_{a,c}$ si utilizza la relazione di Bustamante-Doix. La reazione limite offerta dal tirante è data dalla formula:

$$R_{a,c} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s$$

dove:

- D → diametro di perforazione D=0,24 m;
- L → lunghezza del bulbo di ancoraggio L=22m;
- q_s → attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie del bulbo in funzione della natura del suolo, della sua consistenza e della metodologia di sigillatura adottata.

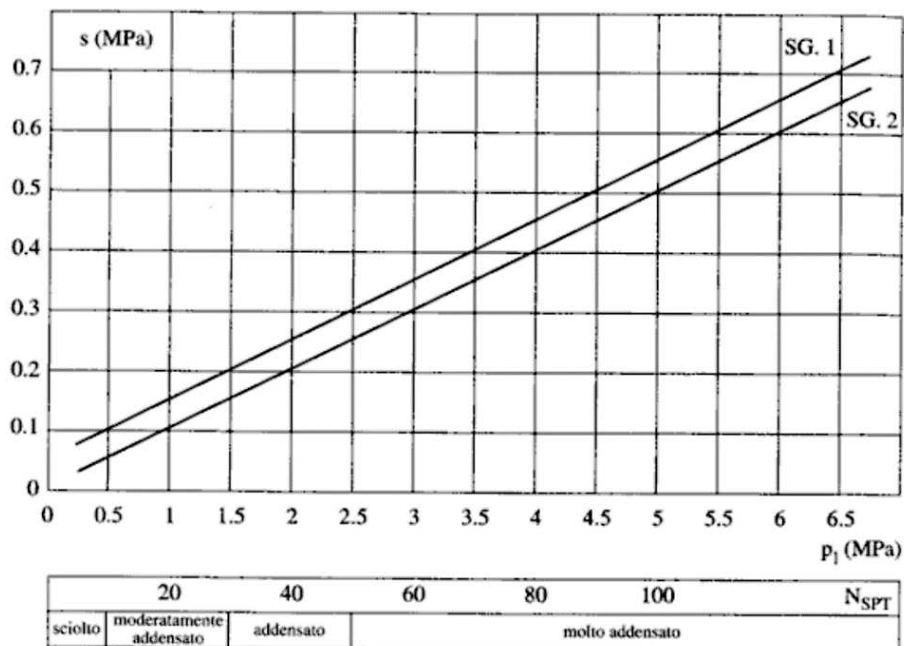


Figura 30 – Abaco per il calcolo s per le sabbie e ghiaie

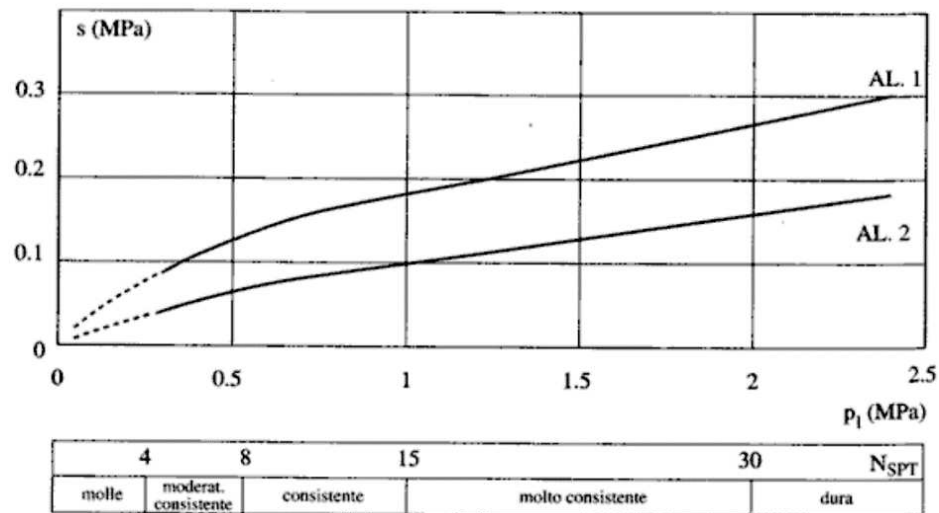


Figura 31 – Abaco per il calcolo s per le argille e limi

- $\alpha \rightarrow$ coefficiente dipendente dalla natura e dalla compattezza del terreno. La sigla IRS è applicata ai sistemi in cui si ha un'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità mentre la sigla IGU è indirizzata ai sistemi che consentono un'iniezione unica.

Si assume nella sigla IGU un $\alpha = 1.15$;

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V _s ; IGU: 1,5 V _s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V _s ; IGU: 1,5V _s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V _s ; IGU: (1,5-2)V _s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V _s per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _s o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _s per strati poco fratturati 2V _s o più per strati fratturati

Figura 32 – Valori di α

7.1.4.3 Tirante – interpretazioni del campo prove

Le prove di carico eseguite nell'ambito del campo prove dei tiranti hanno permesso di definire il comportamento dei bulbi sino alla condizione di sfilamento.

È stato pertanto possibile definire l'andamento del diagramma carico – cedimento fino alle condizioni ultime di sfilamento del bulbo cementizio.

Si riporta di seguito tabella di sintesi dei risultati delle prove di carico effettuate sui tiranti.

TIRANTE	DESCRIZIONE	Tipo BARRA	Iniezione	DIAMETRO O ARMATUR	STRATO BULBO	LUNGHEZZA TOTALE [m]	LUNGHEZZA PASSIVA [m]	LUNGHEZZA A BULBO [m]	CARICO MASSIM	Spostamento massimo [mm]
---------	-------------	------------	-----------	--------------------	--------------	----------------------	-----------------------	-----------------------	---------------	--------------------------

				A e SPESSORE [mm]					O [KN]	
T05	Autoperforante SIRIVE - IBS	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	381.6	20.09
T06	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	429	41.55
T07	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	571.80	47.21
T13	Barre Dywidag - IBS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d: 47 mm	S	10	5	5	477	40.00
T17	Autoperforante ARCO - JET	AUTOPERFORANTE ARCO	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	635	57.62
T15	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	S	10	5	5	477	47.74
T01	Autoperforante SIRIVE - IBP	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	477	83.97
T10	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	M	16	11	5	643	55.03
T14	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	S	10	5	5	643	75.15
T09	Barre Dywidag - IBS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d: 47 mm	M	16	11	5	282.10	75.22
T02	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	572	57.08
T18	Autoperforante ARCO - IBP	AUTOPERFORANTE ARCO	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	381	27.73
T12	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	d: 47 mm	M	16	11	5	381.60	25.95
T04	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	S	10	5	5	477.00	3.78
T08	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	M	16	11	5	636.00	5.78
T03	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	857	73.24
T11	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	M	16	11	5	571	78.04
T16	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	d: 47 mm	S	10	5	5	N.D.	N.D.

Come desumibile dai risultati ottenuti, la resistenza a sfilamento dei bulbi di fondazione risulta influenzata principalmente dalla tecnologia esecutiva del tirante di ancoraggio rispetto alla tipologia della barra. Sono di seguito riportati i risultati delle prove di carico in termini di resistenza unitaria allo sfilamento, suddivisi per tecnologia esecutiva del tirante

Iniezione	TIRANTE	L _{tot} [m]	L _p [m]	L _f [m]	CARICO LIMITE ALLO SNERVAMENTO [kN]	CARICO MASSIMO [kN]	R _{a,medio} [kN]
IGU	T05	10	5	5	238	382	420
	T18	16	11	5	334	382	
	T01	16	11	5	382	477	
	T13	10	5	5	430	477	
	T09	16	11	5	286	382	
IRS	T12	16	11	5	non raggiunto	382	498
	T04	10	5	5	non raggiunto	476	
	T08	16	11	5	non raggiunto	636	
JETTING	T06	10	5	5	500	572	616
	T07	10	5	5	476	572	
	T17	10	5	5	476	635	
	T02	16	11	5	500	572	
	T03	16	11	5	667	858	
	T15	10	5	5	381	476	
	T10	16	11	5	500	643	
	T14	10	5	5	572	643	
T11	16	11	5	476	572		

I valori medi delle prove effettuate risultano pienamente compatibili con quelli utilizzati per l'esecuzione delle verifiche a sfilamento in fase di progettazione definitiva.

Valutata la resistenza caratteristica dei tiranti derivante dal campo prova, è stata determinata la resistenza caratteristica unitaria laterale della fondazione q_{ak} attraverso la relazione

$$q_{ak} = R_{ak}/L_f$$

Dove L_f è la lunghezza del bulbo di fondazione.

Le resistenze laterali unitarie caratteristiche, distinte per tecnologia esecutiva del tirante, sono riassunte nella tabella seguente, considerando tiranti permanenti ($\gamma_R=1.2$) e numero di ancoraggi di prova maggiori di 2.

Iniezione	TIRANTE	L _{tot} [m]	L _p [m]	L _f [m]	R _{ak} [kN]	q _{ak} [kN/m]
IGU	T05	10	5	5	318	64
	T18	16	11	5		
	T01	16	11	5		
	T13	10	5	5		
	T09	16	11	5		
IRS	T12	16	11	5	318	64
	T04	10	5	5		
	T08	16	11	5		
JETTING	T06	10	5	5	397	79
	T07	10	5	5		
	T17	10	5	5		
	T02	16	11	5		

T03	16	11	5
T15	10	5	5
T10	16	11	5
T14	10	5	5
T11	16	11	5

La resistenza a sfilamento del tirante di progetto sarà dunque valutata come

$$R_{ad} = q_{ad} * L_{fd} / \gamma_r$$

dove L_{fd} è la lunghezza di progetto della fondazione del tirante.

7.1.4.4 Resistenza a sfilamento acciaio-malta cementizia

Per quanto riguarda l'aderenza malta-acciaio, la resistenza può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \{\pi \cdot d \cdot L_S \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \tau_{CLS}\}$$

Dove:

- D è la somma dei diametri dei fili, trefoli, barre contenuti in una unica guaina o perforazione.
- γ è un coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi;

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

Figura 33 – Valori di γ per tipi di tirante

- δ è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione;

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Figura 34 – Valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina perforazione

Nota: Per più di 4 elementi in una sola perforazione o guaina, si assume il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

Figura 35 – Valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio.

Nota: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione.

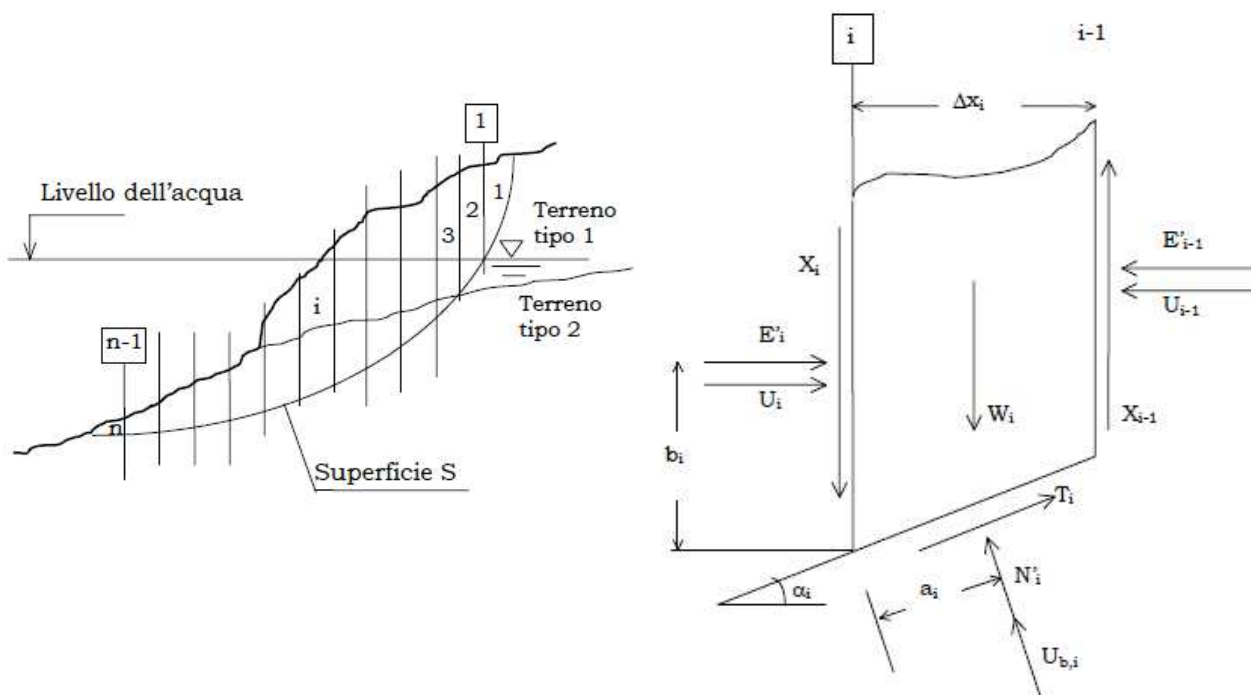
7.1.5 Analisi di stabilità globale

La verifica di stabilità globale agli SLU deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

In condizione sismica (§ 7.11.4) si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'analisi di stabilità globale si basa sul metodo delle strisce:

Dopo avere scelto e disegnato una o più sezioni longitudinali del pendio in base alla massima pendenza e/o ad altre condizioni critiche come la presenza di strutture o infrastrutture, di discontinuità morfologiche o geologiche, o anche dei segni che indicano un movimento avvenuto, come fratture e rigonfiamenti, si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale (S) e si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da S e dalla superficie topografica in n conci mediante n-1 tagli verticali non necessariamente di eguale larghezza, ma tali che l'arco di cerchio alla base di ciascuno di essi ricada interamente in un unico tipo di terreno. Immaginiamo di estrarre il concio i-esimo e di rappresentare le forze che agiscono su di esso in condizioni di equilibrio.



Le ipotesi generalmente ammesse da quasi tutti i metodi delle strisce sono:

1. stato di deformazione piano (ovvero superficie cilindrica e trascurabilità degli effetti tridimensionali);
2. arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda;
3. comportamento del terreno rigido perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
4. coefficiente di sicurezza FS eguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci, ovvero:

$$T_i = \frac{T_{fi}}{FS} = \frac{1}{FS} \cdot (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \varphi'_i) \quad \text{essendo } \Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

Poiché il numero delle incognite, $(5n - 2)$, è superiore al numero delle equazioni di equilibrio, pari a $3n$, il sistema è indeterminato. Per ridurre il numero delle incognite e rendere il sistema determinato, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

Nel metodo di Bishop (così come nel metodo di Fellenius), è l'ipotesi di superficie di scorrimento circolare, sufficientemente ben verificata quando non vi siano condizioni stratigrafiche e geotecniche particolari. Se si accetta tale ipotesi, il coefficiente di sicurezza risulta pari al rapporto fra momento stabilizzante e momento ribaltante rispetto al centro della circonferenza.

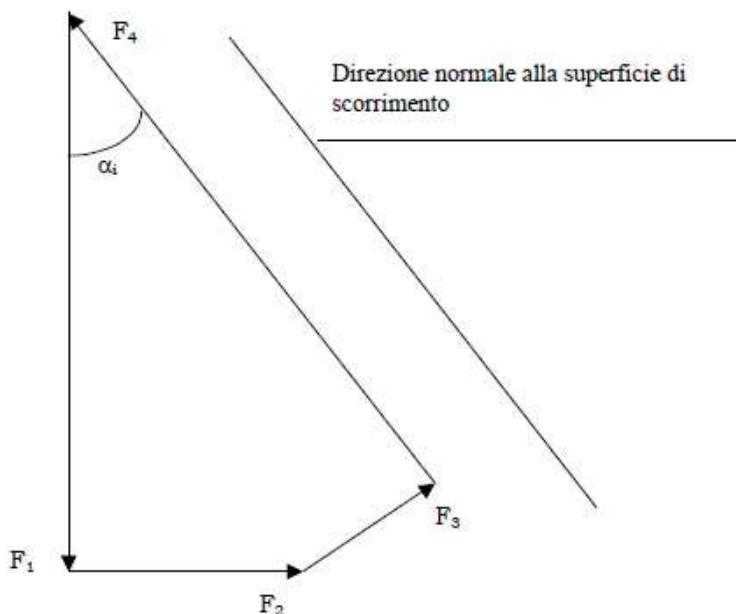
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n T_{fi}}{\sum_{i=1}^n T_i} = \frac{M_S}{M_R} \quad \text{dove:}$$

$$M_S = r \cdot \sum_{i=1}^n T_{fi} = r \cdot \sum_{i=1}^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i]$$

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i$$

Pertanto:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i}$$



Le forze interne X_i e E_i non intervengono perché costituiscono un sistema equilibrato.

Consideriamo il poligono delle forze che agiscono sul concio i -esimo (Figura 18.23):

$$F_1 = W_i + (X_i - X_{i-1})$$

$$F_2 = (E_i - E_{i-1}) + (U_i - U_{i-1})$$

$$F_3 = T_i$$

$$F_4 = N'_i + U_{bi}$$

METODO DI BISHOP

Il metodo di Bishop semplificato è attualmente il più diffuso ed utilizzato fra i metodi delle strisce. Esso è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa: per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali è nulla. Con riferimento al poligono delle forze nella figura precedente, l'equazione di equilibrio nella direzione verticale è:

$$F_1 - F_3 \cdot \text{sen} \alpha_i = F_4 \cdot \cos \alpha_i$$

$$W_i + (X_i - X_{i-1}) - T_i \cdot \text{sen} \alpha_i = (N'_i + U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i$$

per l'ipotesi del metodo di Bishop semplificato è:

$$(X_i - X_{i-1}) = 0$$

ne risulta:

$$W_i - T_i \cdot \text{sen} \alpha_i = (N'_i + U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i$$

ed essendo:

$$T_i = \frac{1}{FS} \cdot (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i)$$

$$\Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

$$U_{bi} = u_i \cdot \Delta l_i$$

ne segue:

$$W_i - \frac{1}{FS} \cdot \left(c'_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \cdot \tan \phi'_i \right) \cdot \text{sen} \alpha_i = \left(N'_i + u_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \cdot \cos \alpha_i$$

e sviluppando:

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{FS} \cdot c'_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i}{FS} \right)}$$

$$M_S = \sum_1^n \left[c'_i \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \phi'_i \right] \cdot \left[\frac{1}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{FS} \right)} \right]$$

La soluzione è ricercata per via iterativa fissando un primo valore di tentativo per FS. Il coefficiente di sicurezza calcolato è relativo alla superficie di scorrimento potenziale considerata. Il valore minimo di FS corrisponde alla superficie di scorrimento potenziale critica e deve essere determinato per tentativi.

7.1.6 Cedimenti

Le verifiche sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo secondo quanto previsto dal DM 17.01.2018 “Norme tecniche sulle costruzioni”, che riporta al al § 6.8.3 – Verifiche di esercizio (SLE):

“Nelle condizioni di esercizio, devono essere valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell’opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell’opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.”

Lo stato tensionale e deformativo nei rilevati e nei sottostanti terreni di fondazione, è stato analizzato con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D versione V20 nell’ipotesi di stato piano di deformazione, essendo gli spostamenti e le deformazioni nella direzione perpendicolare alla sezione trascurabili.

I terreni sono stati schematizzati con elementi a 15 nodi (cluster) e modelli elastoplastico incrudenti (Modello Hardening Soil).

Il modello Hardening Soil Model è un modello elasto-plastico incrudente che riproduce in condizione di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L’incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche.

sono i valori del modulo elastico secante riferiti alla pressione atmosferica e ricavati a partire dai valori dei moduli elastici secanti determinati con le prove SPT attraverso le formule:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c' \cdot \cos \phi + p_a \cdot \sin \phi} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c' \cdot \cos \phi + p_a \cdot \sin \phi} \right)^m$$

$$E_{UR} = E_{UR}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c' \cdot \cos \phi + p_a \cdot \sin \phi} \right)^m$$

dove:

- c' = coesione apparente;
- ϕ = angolo di attrito;
- σ'_3 = pressione efficace minima (negativa se di compressione);
- p_a = pressione atmosferica.

7.1.7 Miglioramento dei terreni – colonne in ghiaia

Nella pratica le analisi di stabilità non si eseguono sul reale terreno composito costituito dalle colonne di terreno circostante ma si fa riferimento ad un terreno fittizio i cui parametri sono determinabili da:

1. Peso di volume totale medio del terreno fittizio omogeneo:

$$\gamma^* = \gamma \cdot \frac{A_c}{A} + \gamma_t \cdot \frac{A_t}{A}$$

2. Coesione apparente del terreno fittizio omogeneo

$$C^* = C \cdot \frac{A_t}{A}$$

3. Angolo di resistenza al taglio del terreno fittizio omogeneo:

$$\phi^* = \arctg \left[\frac{A_t}{A} \cdot \operatorname{tg} \phi_t + \frac{A_c}{A} \cdot \operatorname{tg} \phi_c \right]$$

con:

γ_t = peso di volume del terreno coesivo;

A = area della sezione trasversale della cella unitaria;

A_t = area della corona circolare di terreno coesivo entro la cella unitaria;

C = coesione apparente del terreno coesivo tenero.

Tale approccio avanzato da Di Maggio risulta però superato dall'ipotesi di omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche proposto da Priebe (1978), che attribuisce al terreno uniformemente caricato i seguenti parametri:

1. $C^* = (1 - n) \cdot C$
2. $tg\phi^* = n \cdot tg\phi_c + (1 - n) \cdot tg\phi_t$
3. $E^* = n \cdot E_c + (1 - n) \cdot E_t$

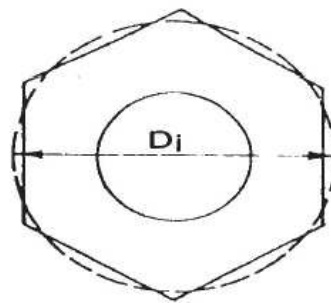
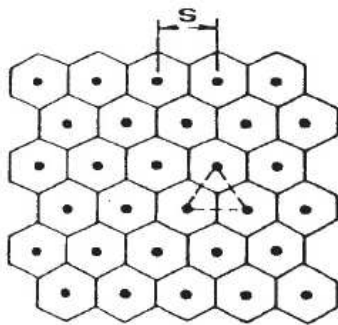
con:

$$n = \frac{A_c \cdot q_c}{A \cdot q}$$

Si pone a favore di sicurezza $q_c = q$

Ad influire sulla capacità portante delle colonne in ghiaia è pure la loro disposizione spaziale. In modo particolare ad incidere è l'interasse scelto, esiste infatti uno stretto legame fra l'area della cella unitaria influenzata dalle colonne e il diametro stesso. Le attuali tecniche prevedono tre tipi principali di maglie differenti:

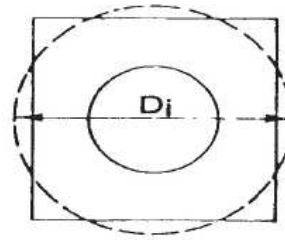
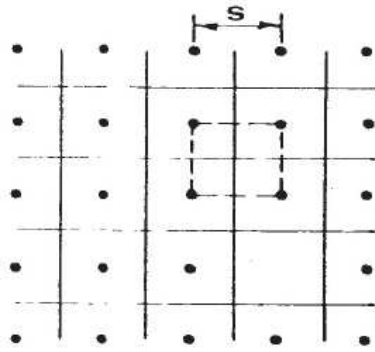
a. Maglia triangolare



$$D_i = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} s$$

$$= 1.05 s$$

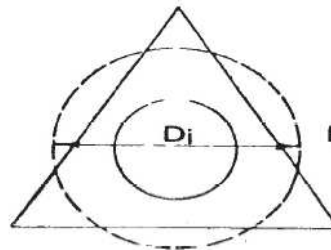
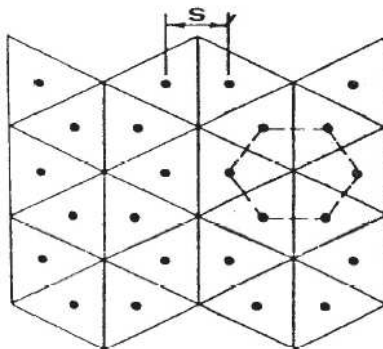
b. Maglia quadrata



$$D_i = \left(\frac{16}{\pi^2} \right)^{1/4} S$$

$$= 1.13 S$$

c. Maglia esagonale



$$D_i = \left(\frac{27}{\pi^2} \right)^{1/4} S$$

$$= 1.29 S$$

Assunta una certa disposizione e di conseguenza noto l'interasse di ogni colonna farà sentire la propria influenza lungo dei piani orizzontali avanti sezione trasversale pari a:

$$A = A_c + A_t = \frac{\pi \cdot D_i^2}{4}$$

con D_i =diametro equivalente

8 DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE

8.1 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sono state identificate otto aree, corrispondenti alle 8 banchine oggetto d'intervento, caratterizzate da profili stratigrafici omogenei per le quali sono stati definiti i modelli geotecnici di riferimento.

Dall'esame dei profili rilevati emerge una litologia regolare dei terreni di fondazione distinta dal differente spessore della successione dei singoli strati di terreno. Si riporta di seguito la sequenza stratigrafica rilevata e già delineata nell'ambito del PD.

- Al di sotto dei terreni di riporto, presenti con spessore variabile sino ad una profondità di +1.0÷-3.0m s.l.m., e fino alla profondità di circa -8÷-13m s.l.m., si rileva la presenza delle sabbie fini di cordone litorale (unità S). Tali terreni sono costituiti in prevalenza da sabbie intercalate a livelli limosi di spessore decimetrico e presentano valori della resistenza alla punta qc misurata nelle prove penetrometriche statiche compresa tra 2MPa e 8MPa.
- Anche se senza continuità su tutta l'area indagata, al di sotto dei terreni di riporto, è stata rilevata la presenza di terreni argillosi e torbosi costituenti i depositi palustri superficiali (unità P) di spessore variabile ad un massimo di 3m, caratterizzati da valori di resistenza alla punta qc compresa tra 0.5MPa e 1.2Mpa.
- A seguire e sino alla profondità di -25.0 ÷ -27.0m s.l.m. si incontrano i depositi di prodelta (unità M). La litologia è caratterizzata dalla presenza di limi argillosi, ma si riconosce anche la presenza di livelli sabbiosi più consistenti dalla quota di -16.0 ÷ -23.0m s.l.m. (qc compresa tra 0.8MPa e 3.5MPa).
- Da -23.0÷-25.0m s.l.m. si rileva la presenza di un orizzonte granulare composto da sabbie e sabbie limose (unità T) di spessore metrico (qc compresa tra 8MPa e 13MPa). Tale deposito è intercalato da livelli fini tanto da non venire sempre identificato nelle colonne stratigrafiche di sondaggio.
- A seguire e sino alle massime profondità indagate si incontrano i depositi di piana alluvionale (unità A) caratterizzati dalla presenza di argille consistenti di spessore metrico al di sotto delle quali sono presenti alternanze di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. I livelli più sabbiosi presentano valori di resistenza alla punta qc prossimi a 10 MPa.

Si riassumono di seguito le unità geotecniche definitive:

- unità R: terreni di riporto
- unità P: depositi di palude salmastra
- unità S: sabbie fini di cordone litorale
- unità M: depositi di prodelta
- unità T: strati sabbiosi trasgressivi
- unità A: depositi di piana alluvionale

Nelle seguenti tabelle si riporta la stratigrafia di riferimento per il futuro CTS.

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	γ/γ' [kN/m ³]	ν [-]	OCR [-]	e_p [-]	C_c [-]	C_{R1} [-]	c_v [m ² /s]	D_{R1} [%]	ϕ'_s [°]	c'_s [kPa]	c_{sk} [kPa]	V_s [m/s]	G_p [MPa]	E_{sp} [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
S _{statist} *	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione ove previsti.

Tabella 4 – Modello geotecnico futuro CTS

Per quanto riguarda la quota di falda, nel territorio in oggetto è presente una falda superficiale freatica alimentata dall'infiltrazione diretta delle precipitazioni, dalla irrigazione e dalle perdite del reticolo idrografico. Essa è principalmente contenuta nei terreni granulari, ossia sabbie e sabbie limose presenti fino a circa 15m di profondità e corrispondenti all'unità "S".

Il livello impermeabile dei limi ed argille del prodelta separa verso l'alto una falda libera all'interno delle sabbie e invece verso il basso un sistema di acquiferi multistrato con falde in pressione costituite da orizzonti permeabili sabbiosi (unità "T" e parte granulare delle unità "A") isolati da livelli argillosi (parte fine delle unità "A").

L'esame delle informazioni dirette desunte dalle letture piezometriche, eseguite nei piezometri installati, mette in evidenza un livello piezometrico medio alla quota del medio mare, in conformità a quanto previsto nel PD.

8.2 SOFTWARE DI CALCOLO GEOTECNICO

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis 2D**.

Il codice di calcolo **Plaxis 2D** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.); si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

Automatic mesh generation: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffinare gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb, come l'Hardening Soil Model che è stato utilizzato per tutti i depositi stratigrafici;

Staged construction: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Phi-c reduction: per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo phi-c reduction. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan\varphi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \frac{\tan \varphi'_{input}}{\tan \varphi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale. Il pedice **input** si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice **reduced** si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematismo di rottura.

Se l'analisi Phi-c reduction viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze: γ_R .

Secondo quanto imposto dalle NT2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno, $R(\gamma_{M2})$ e il fattore parziale $\gamma_{R2} = 1,1$ (1,2 in condizione sismica).

Il software utilizzato è stato validato.

9 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO - OPERE DI BANCHINA

La soluzione strutturale per l'adeguamento dell'opera è stata studiata facendo pieno affidamento sulle strutture esistenti, recentemente realizzate ed in linea con le caratteristiche attualmente richieste dalle norme tecniche vigenti. Lo stato di conoscenze attuale e le più importanti prestazioni oggi richieste al banchinamento (ad es. fondale di calcolo a -15,00 m da l.m.m.) portano a preferire soluzioni che minimizzino le incertezze e la cui efficacia possa essere controllata con sicurezza. Considerando le carenze della struttura rispetto alle nuove prestazioni, l'adeguamento della banchina viene ottenuto attraverso:

- un incremento della capacità resistente del vincolo sommitale;
- la realizzazione di una nuova via di corsa per la gru con scartamento 19 m.

Inoltre, considerata la suscettività alla liquefazione del deposito sabbioso superficiale si è deciso di operare un intervento di consolidamento.

L'intervento prevede le seguenti fasi realizzative:

- Scavo di sbancamento fino a quota +0.10 m s.l.m.m., al fine di evidenziare i tiranti orizzontali esistenti, e rimozione delle sovrastrutture quali recinzioni e sottoservizi;
- Rimozione dei tiranti;
- Realizzazione dei nuovi pali trivellati Ø600 a sostegno della pavimentazione del piazzale retrobanchina e dei pali Ø1000 che costituiscono le fondazioni delle vie di corsa della gru a portale;
- Consolidamento del terreno nell'area di stoccaggio mediante colonne in ghiaia Ø600;
- Reinserimento dei tiranti di ancoraggio precedentemente rimossi;
- Realizzazione delle travi di collegamento dei pali Ø600 e di parte della trave di fondazione della via di corsa lato terra;
- Sopraelevazione della trave di banchina;
- Completamento della trave di fondazione della via di corsa lato mare;
- Rinterro fino a quota +2.50 m s.l.m.m. e realizzazione della pavimentazione di piazzale;
- Dragaggio del fondale fino alla quota di progetto.

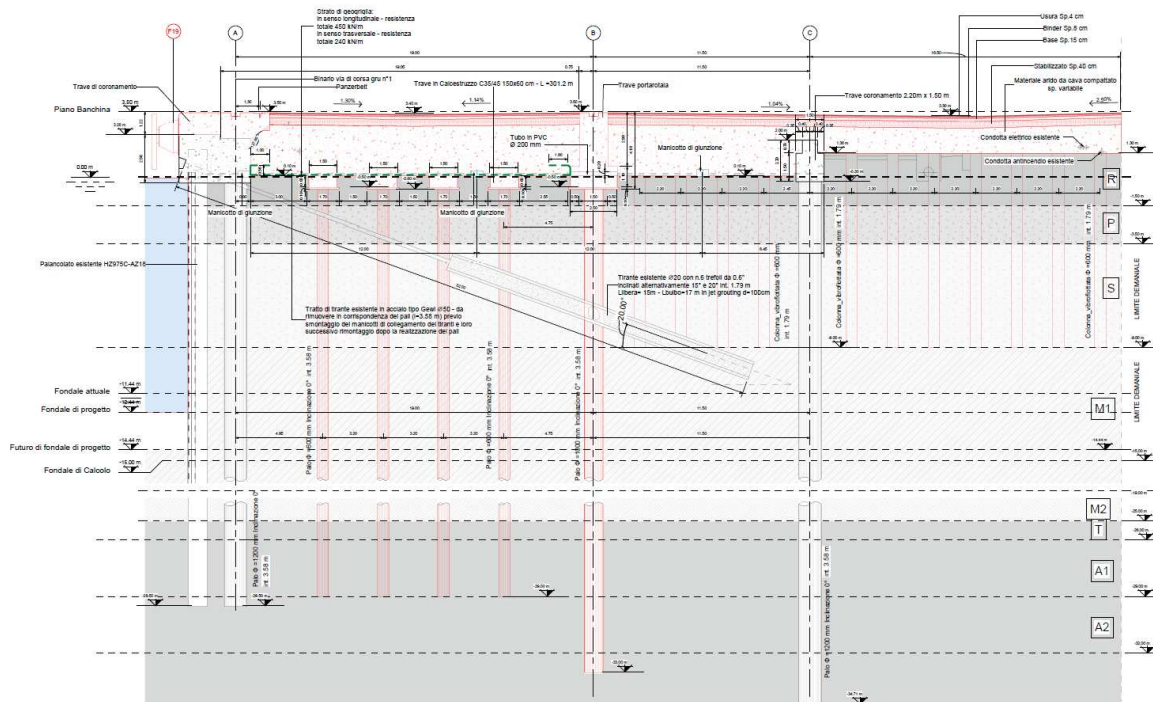


Figura 36 – Banchina N1 – Sezione di progetto.

Colonne in ghiaia

Le colonne in ghiaia di diametro $D=600$ mm e disposte con maglia 1.79×2.2 m saranno realizzate nell'area di stoccaggio fino a quota -9.00 m s.l.m.m. per abbattere le sovrappressioni neutre indotte dall'azione sismica e ridurre così il rischio di liquefazione dello strato sabbioso "S".

Pali trivellati

I pali necessari alla riduzione dei cedimenti della pavimentazione retro banchina hanno diametro $D=600$ mm e sono disposti con maglia 3.2×3.58 m da quota $+0.10$ m s.l.m.m. a quota -29.00 m s.l.m.m. (quota di estradosso dello strato incoerente); il collegamento in testa è garantito per file mediante travi in c.a. di larghezza 1.50 m e altezza 0.60 m.

I pali di fondazione delle vie di corsa della gru a portale hanno diametro $D=1000$ mm e sono disposti con interasse 3.580 m da quota $+0.10$ m s.l.m.m. a quota $-35,00$ m s.l.m.m..

Arredi banchina:

Le bitte sono quelle esistenti di capacità da 100 ton.

I parabordi

I nuovi parabordi saranno installati nella stessa posizione di quelli esistenti, ma saranno del tipo conico SCN1300 E1.9. con pannello frontale di altezza 3 m e larghezza 2.3 m

Pavimentazione

Pavimentazione di tipo flessibile composta da uno strato di misto stabilizzato che poggia sul materiale di riempimento compattato, strato di base di spessore 15 cm, binder di spessore 8 cm e tappeto di usura di spessore 4 cm.

Materiale arido di nuova fornitura

Per raggiungere la quota di progetto prima della posa del pacchetto di pavimentazione, è prevista la stesa di materiale arido da cava di idonea composizione e compattato per strati.

Nella zona compresa tra le due vie di corsa, prima della stesa del materiale arido, si prevede la posa di una geogriglia di resistenza longitudinale 450 kN/m e trasversale 240 kN/m.

L'intervento prevede il riutilizzo dei tiranti esistenti, recentemente realizzati con tutti i dispositivi di protezione oggi richiesti. In ogni caso, considerata l'importanza che il vincolo sommitale riveste sulla staticità dell'opera si prevede l'esecuzione di una prova speciale di controllo su 3 ancoraggi esistenti.

Tale prova consiste nella:

- misura del tiro presente sugli ancoraggi;
- verifica dell'integrità dei trefoli della zona sotto piastra;
- Verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli.

La prova speciale di verifica dell'idoneità degli ancoraggi esistenti consiste nella valutazione del tiro presente sugli ancoraggi tramite una "prova di detensionamento" e nella verifica della capacità dei cunei di bloccaggio di sostenere in sicurezza i trefoli tramite una "prova di trazione"

Inoltre, si procederà ad un controllo visivo dell'integrità dei trefoli con particolare attenzione alla zona sotto piastra.

Per compiere questo tipo di verifica si prevede di attuare la seguente procedura (Figura 37):

- scavo per portare alla luce il tirante a tergo della trave (fase 2);
- scopertura dei trefoli (fase 3);
- installazione di estensimetri resistivi miniaturizzati su un filo di un trefolo tramite colla cianoacrilica su supporto adeguatamente pulito e sgrassato (fase 4);
- esecuzione del taglio del filo mediante micro-troncatrice elettrica con misura dell'accorciamento all'estensimetro da cui ricavare il tiro sul trefolo (fase 5a);

- apertura della nicchia di testata e ispezione del sistema di bloccaggio (fase 5b);
- sfilamento del trefolo dalla testata con il relativo sistema di bloccaggio senza disattivare bussola e morsetti (fase 6);
- ripristino dell' ancoraggio tramite montaggio manicotti di giunzione trefolo, posizionamento trefolo di prolunga, posa in opera di piastra, bussole e morsetti e tesatura del sistema (fase 7).

Due trefoli sfilati con il relativo sistema di bloccaggio bussola-morsetti verranno inviati ad un laboratorio di prova sui materiali da costruzione per l'esecuzione di una prova di trazione. La prova sarà spinta fino al raggiungimento della rottura del trefolo o fino allo sfilamento dello stesso dal sistema di bloccaggio. L'esito della prova è da considerarsi soddisfacente quando il sistema di bloccaggio costituito da bussola e morsetti è in grado di trattenere il trefolo fino alla sua rottura.

L'ispezione visiva, da attestare tramite relativa fotografia, permetterà di valutare lo stato di conservazione del trefolo nel tratto sotto piastra, particolarmente critico per l'affidabilità del sistema di ancoraggio nel suo complesso.

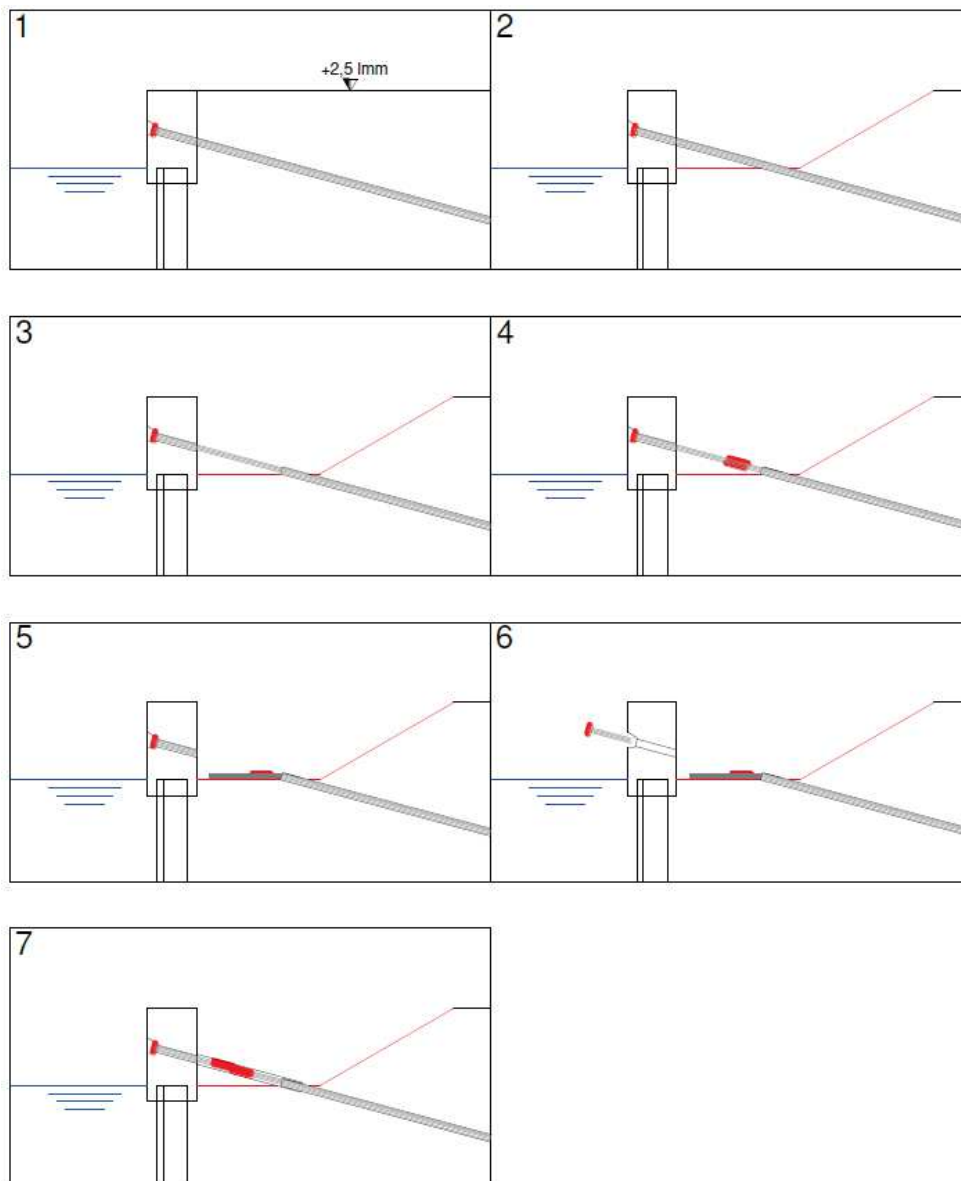


Figura 37 – Procedura per prova speciale di idoneità sui tiranti di ancoraggio esistenti

9.1 MODELLO DI CALCOLO

La soluzione tecnica scelta per la realizzazione della banchina è stata descritta in precedenza. In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche dello schema geotecnico utilizzato per impostare il modello numerico per le analisi dell'opera. Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il palancoato di banchina viene modellato con un elemento piastra (*plate*), di rigidezza equivalente a quella dei profilati in acciaio presenti. I tiranti di ancoraggio sono modellati tramite elementi elastici (*node to node anchor*) per la parte libera e con elementi geogriglia (*geogrid*) per la parte di fondazione. I pali aventi interasse maggiore rispetto al 2 volte il diametro sono stati modellati come elementi singoli (*embedded beam row*). Le travi di coronamento vengono considerate come elementi cluster. Data la presenza di elementi beam e plate vicini tra loro si è semplificato il modello non inserendo nel modello i pali della seconda via di corsa della gru posta a 19 m.

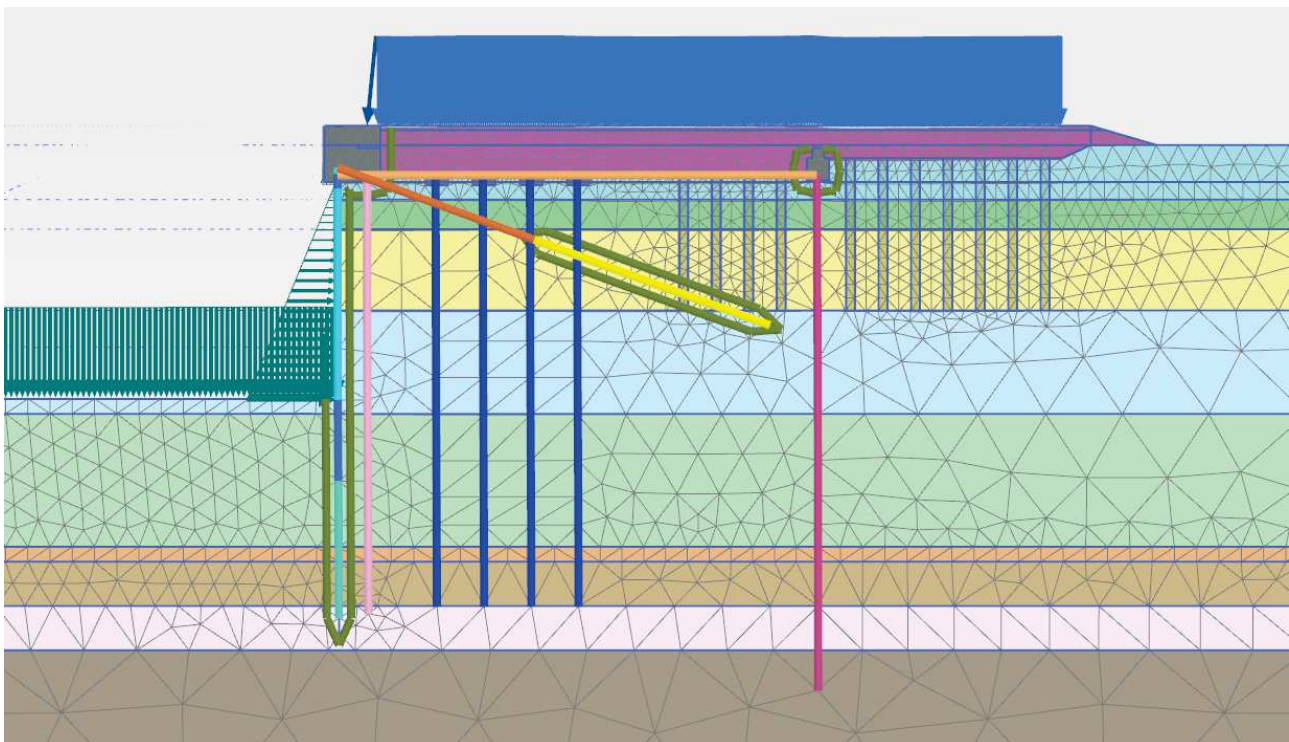


Figura 38 – Schema utilizzato per le analisi numeriche della banchina N1

9.1.1 Dati di Input

Nella modellazione con Plaxis si è considerato quanto segue:

- Modello 2D *Plane Strain* con elementi a 15 nodi
- Fondale di calcolo -15.00 m s.l.m.m.
- Quota piazzale + 3,50 m s.l.m.m.
- Terreni con modelli costitutivo "*Hardening Soil Model*" (HS).
- Palancole con elementi "*plate*":

Palancole esistenti HZ975C-12_ Sezione A	
○ Area	A = 353,9 cm ² /m
○ Inerzia	J = 582170 cm ⁴ /m
○ Modulo di Young	E = 210000 MPa
○ Coefficiente di Poisson	n = 0.3

Palancole esistenti HZ975C-14/AZ18_ Sezione B	
○ Area	A = 357,8 cm ² /m
○ Inerzia	J = 476970 cm ⁴ /m
○ Modulo di Young	E = 210000 MPa
○ Coefficiente di Poisson	n = 0.3

Palancole esistenti HZ975C-12/AZ18_ Sezione C	
○ Area	A = 329,3 cm ² /m
○ Inerzia	J = 402610 cm ⁴ /m
○ Modulo di Young	E = 210000 MPa
○ Coefficiente di Poisson	n = 0.3

- Trave di coronamento, trave martello e travi fondazioni speciali - elementi "*cluster*":

Travi	
Modulo di Young	E = 34077 MPa
Coefficiente di Poisson	n = 0.2

- Lunghezza libera tiranti di ancoraggio con elementi "*ancor*" equivalente:

Ancoraggi inclinati esistenti – Trefoli 0,6"	
○ Area totale	A = 840 mm ²
○ Modulo di Young	E = 200150 Mpa (Media assunta tra i moduli derivanti dalle prove – vedere specifiche materiali)
○ Interasse	L _{spacing} =1.79 m

Ancoraggi orizzontali esistenti – GEWI d50 mm	
○ Area totale	A = 1963,50 mm ²
○ Modulo di Young	E = 200000 Mpa
○ Interasse	L _{spacing} =1.79 m

- Bulbo ancoraggio tiranti con elementi "geogrid":

Bulbo esistente	
○ Rigidezza assiale	$EA/i = 3098260 \text{ mm}^2$
○ Interasse	$L_{\text{spacing}} = 1.79 \text{ m}$

- Palificate con elementi "embedded beam row":

Pali esistenti - $\phi 1200$ a tergo della paratia	
○ Peso di volume	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^2$
○ Modulo di Young	$E = 34077 \text{ Mpa}$
○ Diametro	$\phi = 1.20 \text{ m}$
○ Interasse	$L_{\text{spacing}} = 3.58 \text{ m}$
<p>Per i pali esistenti sono stati implementati 2 elementi <i>embedded</i>. Il primo da quota 0 fino a -15,0 m s.l.m.m avente resistenza laterale e di punta nulla; il secondo da quota -15 m s.l.m.m fino a -29,50 m s.l.m.m avente $R_{\text{lat}} = 125 \text{ kN/m}$ e $R_{\text{punta}} = 1000 \text{ kN}$ Questi dati sono meglio evidenziati nel paragrafo relativo alla capacità portante del palo in oggetto.</p>	

Pali esistenti - $\phi 1200$ trave martello	
○ Peso di volume	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^2$
○ Modulo di Young	$E = 34077 \text{ Mpa}$
○ Diametro	$\phi = 1.20 \text{ m}$
○ Interasse	$L_{\text{spacing}} = 3.58 \text{ m}$
<p>$R_{\text{lat}} = 165 \text{ kN/m}$ e $R_{\text{punta}} = 1000 \text{ kN}$ Questi dati sono meglio evidenziati nel paragrafo relativo alla capacità portante del palo in oggetto.</p>	

Nuovi Pali - $\phi 600$	
○ Peso di volume	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^2$
○ Modulo di Young	$E = 34077 \text{ Mpa}$
○ Diametro	$\phi = 0.60 \text{ m}$
○ Interasse	$L_{\text{spacing}} = 3.58 \text{ m}$
<p>Per i pali esistenti sono stati implementati 2 elementi <i>embedded</i>. Il primo da quota 0 fino a -11,0 m s.l.m.m avente resistenza laterale e di punta nulla; il secondo da quota -11 m s.l.m.m fino a -29,00 m s.l.m.m avente $R_{\text{lat}} = 105 \text{ kN/m}$ e $R_{\text{punta}} = 250 \text{ kN}$ Questi dati sono meglio evidenziati nel paragrafo relativo alla capacità portante del palo in oggetto.</p>	

9.1.2 Modello geotecnico

Per tutti i terreni presenti si è impiegato un modello elasto-plastico ad incrudimento isotropico e deviatorico (Hardening Soil Model).

Al fine di modellare con accuratezza il comportamento del terreno durante le fasi di scavo e costruttive, si consiglia di utilizzare il modello costitutivo Hardening Soil Schanz (1999), un modello elastoplastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb ma con superfici di incrudimento che variano con l'evoluzione dello stato tensionale del terreno e che permettono di differenziare il comportamento deformativo del terreno a seconda che si trovi in condizioni di carico vergine o di ricomprensione.

Per la caratterizzazione del terreno il modello richiede i seguenti parametri:

- l'angolo di resistenza al taglio φ' ;
- l'angolo di dilatanza ψ (in genere posto cautelativamente $\psi = 0$);
- la coesione efficace c' ;
- il peso di volume γ del terreno;
- il modulo di deformabilità $E_{50,ref}$, che è la rigidezza secante al 50% dello sforzo deviatorico di rottura ed in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} : $E_{50,ref}$ controlla la deformabilità per incrementi "vergini" di sforzo deviatorico e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

- il modulo di deformabilità $E_{oed,ref}$ (da assumere, come consigliato da letteratura, $E_{oed,ref} = 0.9 \div 1.1 E_{50,ref}$), che è il modulo confinato in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} : $E_{oed,ref}$ controlla la deformabilità per incrementi "vergini" di sforzo idrostatico e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

- il modulo di deformabilità $E_{ur,ref}$ (da assumere, come consigliato da letteratura, $E_{ur,ref} = 3 E_{50,ref}$ per gli strati incoerenti e $E_{ur,ref} = 5 E_{50,ref}$ per quelli coesivi), che è il modulo di scarico e ricarico in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} : $E_{ur,ref}$ controlla la deformabilità in stati tensionali di ricomprensione e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

Nelle leggi esponenziali di cui sopra, p_{ref} va assunta, per ogni strato, pari alla tensione efficace orizzontale media σ'_3 , media dello strato stesso, mentre l'esponente m , sempre da letteratura, risulta indicativamente $m = 0.5$ per gli strati incoerenti e $m = 0.8$ per quelli coesivi.

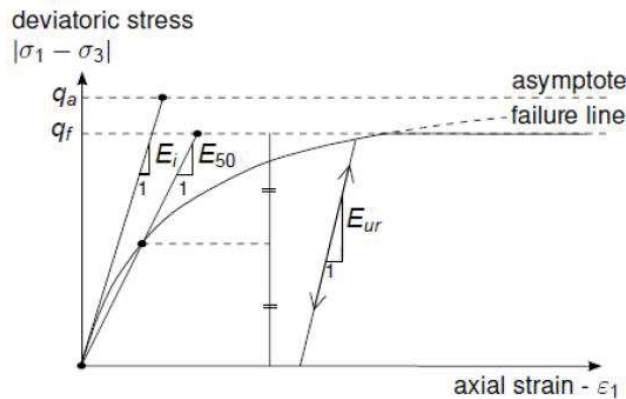
Nel modello costitutivo, la relazione fra stress deviatorico $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ e deformazione ε_1 , in condizione di carico vergine, è descritta tramite la seguente relazione iperbolica che interpola bene il tipico comportamento del terreno evidenziato da test triassiali:

$$-\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}$$

dove:

- E_i è il modulo tangente iniziale assunto $E_i = 2 \cdot E_{50}$;

- asintoto $q_a = q_f / R_f$ (essendo tipicamente $R_f = 0.9$);
- failure-line $q_f = (c \cdot \cot\varphi - \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$ secondo il criterio di Mohr-Coulomb.



Il modello preso in considerazione per il nuovo terminal – banchina N risulta:

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	γ/γ' [kN/m ³]	ν [-]	OCR [-]	e_p [-]	C_c [-]	C_{ri} [-]	c_v [m ² /s]	D_r [%]	ϕ' [°]	c'_b [kPa]	c_{ub} [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_{sp} [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
Svato*	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

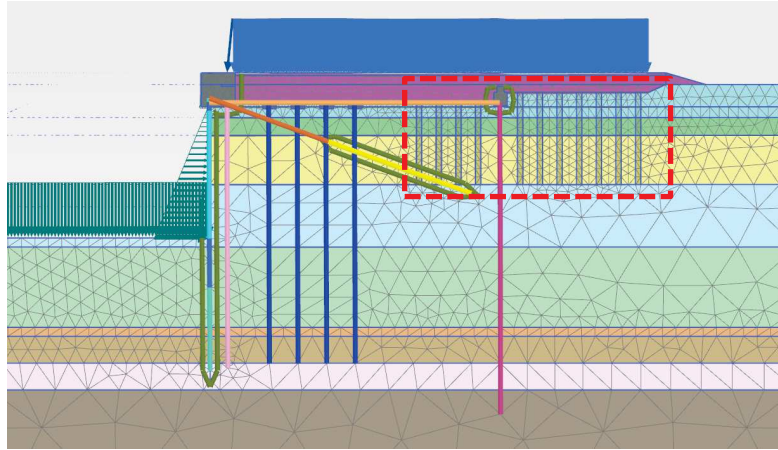
* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione ove previsti.

Tabella 5 – Modello geotecnico futuro CTS

L'inserimento delle colonne in ghiaia comporta un miglioramento delle caratteristiche del terreno.

Nella modellazione sono state modellate delle fasce di terreno le cui caratteristiche sono presentate nelle tabelle seguenti, facendo riferimento ad un terreno fittizio

	E (kPa)	φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/mc)
Colonne in ghiaia	50000	40	0	18



Le fasce di terreno, divise per strato, presentano le seguenti caratteristiche:

R*			P*			S*			M1*		
Colonne in ghiaia			Colonne in ghiaia			Colonne in ghiaia			Colonne in ghiaia		
Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)
i	1,79	(m)	i	1,79	(m)	i	1,79	(m)	i	1,79	(m)
Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)
Atot	1,07	(mq)	Atot	1,07	(mq)	Atot	1,07	(mq)	Atot	1,07	(mq)
At	0,79	(mq)	At	0,79	(mq)	At	0,79	(mq)	At	0,79	(mq)
Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)
Et	13000	(kPa)	Et	7000	(kPa)	Et	25000	(kPa)	Et	9000	(kPa)
Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)
Et At	10286	(kN)	Et At	5539	(kN)	Et At	19781	(kN)	Et At	7121	(kN)
Eeq	22741	(kPa)	Eeq	18320	(kPa)	Eeq	31582	(kPa)	Eeq	19794	(kPa)
r	2		r	4		r	2		r	4	
Eur	45481	(kPa)	Eur	73281	(kPa)	Eur	63163	(kPa)	Eur	79175	(kPa)
φc	40	(°)	φc	40	(°)	φc	40	(°)	φc	40	(°)
φt	30	(°)	φt	28	(°)	φt	34	(°)	φt	29	(°)
φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11	
φt At	24		φt At	22		φt At	27		φt At	23	
φeq	33	(°)	φeq	31	(°)	φeq	36	(°)	φeq	32	(°)
c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)
c't	0	(kPa)	c't	2,5	(kPa)	c't	0	(kPa)	c't	5	(kPa)
c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)
c't At	0	(kN)	c't At	2	(kN)	c't At	0	(kN)	c't At	4	(kN)
c'eq	0	(kPa)	c'eq	2	(kPa)	c'eq	0	(kPa)	c'eq	4	(kPa)
γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)
γt	19	(kN/mc)	γt	18	(kN/mc)	γt	20	(kN/mc)	γt	18,5	(kN/mc)
γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)
γt At	15	(kN/m)	γt At	14	(kN/m)	γt At	16	(kN/m)	γt At	15	(kN/m)
γeq	19	(kPa)	γeq	18	(kPa)	γeq	19	(kPa)	γeq	18	(kPa)

Questi dati vengono utilizzati nel modello plaxis in cui si determinano i parametri del terreno nella fascia compresa tra due colonne in ghiaia in senso longitudinale.

Si riportano altresì i valori del terreno consolidato nella condizione tridimensionale, cioè ipotizzando il terreno migliorato nella maglia di progetto.

R*			P*			S*			M1*		
Colonne in ghiaia			0			0			0		
Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)
i1	2,50	(m)	i1	2,50	(m)	i1	2,50	(m)	i1	2,50	(m)
i2	1,575	(m)	i2	1,575	(m)	i2	1,575	(m)	i2	1,575	(m)
Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)
Atot	3,94	(mq)	Atot	3,94	(mq)	Atot	3,94	(mq)	Atot	3,94	(mq)
At	3,65	(mq)	At	3,65	(mq)	At	3,65	(mq)	At	3,65	(mq)
Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)
Et	13000	(kPa)	Et	7000	(kPa)	Et	25000	(kPa)	Et	9000	(kPa)
Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)
Et At	47512	(kN)	Et At	25583	(kN)	Et At	91369	(kN)	Et At	32893	(kN)
Eeq	15657	(kPa)	Eeq	10088	(kPa)	Eeq	26795	(kPa)	Eeq	11944	(kPa)
φc	40	(°)	φc	40	(°)	φc	40	(°)	φc	40	(°)
φt	30	(°)	φt	28	(°)	φt	34	(°)	φt	29	(°)
φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11	
φt At	110		φt At	102		φt At	124		φt At	106	
φeq	31	(°)	φeq	29	(°)	φeq	34	(°)	φeq	30	(°)
c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)
c't	0	(kPa)	c't	2,5	(kPa)	c't	0	(kPa)	c't	5	(kPa)
c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)
c't At	0	(kN)	c't At	9	(kN)	c't At	0	(kN)	c't At	18	(kN)
c'eq	0	(kPa)	c'eq	2	(kPa)	c'eq	0	(kPa)	c'eq	5	(kPa)
γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)
γt	19	(kN/mc)	γt	18	(kN/mc)	γt	20	(kN/mc)	γt	18,5	(kN/mc)
γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)
γt At	69	(kN/m)	γt At	66	(kN/m)	γt At	73	(kN/m)	γt At	68	(kN/m)
γeq	19	(kPa)	γeq	18	(kPa)	γeq	20	(kPa)	γeq	18	(kPa)

Questa condizione viene utilizzata nel calcolo della paviamentazione.

9.1.3 Combinazioni di carico

Stati Limite			p.p.	sovraccarico perm.	Acc. piazzale q	Acc. Bitta F	Acc. Gru R	Urti U	Westergard W	Kh x (SLV)	Kh x (SLD)
8	SLU 1	Ultimo 1	1,30	1,30	1,50	0,90	1,50				
9	SLU 2	Ultimo 2	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50				
10	SLU 3	Ultimo 3	1,30	1,30	1,50	0,90	1,50				
11	SLEr 1	Rara 1	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00				
12	SLEr 2	Rara 2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00				
13	SLEr 3	Rara 3	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00				
14	SLEf 4	Frequente 4	1,00	1,00	0,90	0,00	0,80				
15	SLEf 5	Frequente 5	1,00	1,00	0,80	0,20	0,80				
16	SLEf 6	Frequente 6	1,00	1,00	0,80	0,00	0,90				
17	SLEq 7	Q. Permanente 7	1,00	1,00	0,80	0,00	0,80				
18	Ecc	Eccezionale	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00			
19	SLV X 1	Vita	1,00	1,00	0,80	0,00	0,80		1,00	1,00	
20	SLD X 1	Danno	1,00	1,00	0,80	0,00	0,80		1,00		1,00

Considerando

Ψ (Coefficienti di combinazione)			
	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria E (Carichi "q" e "R")	1,00	0,90	0,80
Vento (Carico Bitta "F")	0,60	0,20	0,00

9.1.4 Fasi di calcolo

Carichi: vedere analisi dei carichi nei paragrafi successivi. Il sovraccarico in banchina viene applicato sia con il carico nominale sia con un coefficiente amplificativo pari al rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni per carichi variabili e carichi permanenti $\gamma_Q/\gamma_G = 1.5/1.3 = 1.15$, operazione che risulta utile per le verifiche SLE e per le verifiche SLU_A1.

Le fasi simulate nel software Plaxis sono differenziate in base alla sezione di riferimento:

	Fase	Fase di provenienza:	Descrizione
Stato attuale della banchina	0	N/A	Generazione dello stato tensionale metodo k0
	1	0	Inserimento del sistema strutturale esistente composto da paratia, pali $\phi 1200$ retrostanti la paratia e pali $\phi 1200$ della trave martello, barra orizzontale GEWI $\phi 50$ e tiranti obliqui.
	2	1	Escavo fino a -11,50m da l.m.m.
Lavorazioni progetto attuale	3	2	Sbancamento fino a quota +0.10 m s.l.m.m
	4	3	Inserimento dei pali $\phi 600$ e fondazioni speciali al di sopra dei pali.
	5	4	Sovralzo della trave di coronamento
	6	5	Rinterro fino a +3,50 m l.m.m.
	7	6	Escavo fino a -15,00m da l.m.m.

Verifiche di sicurezza e funzionalità della nuova configurazione della banchina	8	7	SLU 1
	9	7	SLU 2
	10	7	SLU 3
	11	7	SLEr 1 (Rara)
	12	7	SLEr 2 (Rara)
	13	7	SLEr 3 (Rara)
	14	7	SLEf 4 (Frequente)
	15	7	SLEf 5 (Frequente)
	16	7	SLEf 6 (Frequente)
	17	7	SLEqp 7 (Quasi permanente)
	18	7	Ecc (Eccezionale)
	19a	7	SLV (sisma applicato attraverso metodo "pseudo-static" $k_h = 0,06$, Westergaard $k_h=0,06$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $\psi^*q=48$ kPa, bitta assente).
	19b	19a	Condizione Post-Sismica con Parziale Liquefazione ridotta Applicazione delle Δu (12.5 kPa) solo dove sono presenti le colonne $\phi 600$ + riduzione angolo di attrito strato S. Incremento delle pressioni neutre dello strato utilizzando gli strumenti forniti da Plaxis. Sovraccarico $\psi^*q=48$ kPa applicato, bitta assente.
20a	7	SLD (sisma $k_h=0,03$, Westergaard $k_h=0,03$, sovraccarico $0,8 q=48$ kPa, bitta assente, parametri geotecnici caratteristici)	
20b	20a	Condizione Post-Sismica con Parziale Liquefazione ridotta (similare alla fase 19°)	
Fase temporanea - lavori	21	3	Carico di esercizio pari a 43 kN/m ² della trivella utilizzata per eseguire i pali. Disattivazione del tirante orizzontale esistente.

9.1.5 Analisi dei carichi

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- Spinta del terreno (S_t) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Azione orizzontale della bitta ($H = 1000 \text{ kN}/25\text{m} = 40 \text{ kN}$);
- Carichi di banchina
 - Sovraccarico accidentale: $Q_{k1}=60 \text{ kN}/\text{mq}$;

- Gru di banchina ($S_v = 400 \text{ kN}$; $S_x = 40 \text{ kN}$);
- Urto: 255 kpa lungo 15 m di paratia.
- Azioni sismiche: Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente sono ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità di subire spostamenti senza riduzioni di resistenza. Vengono utilizzati i valori seguenti di a_h :

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Si utilizzano agli SLV $k_h=0.06$ e $K_v=0$ mentre agli SLD $K_v=0.03$ e $K_v=0$

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 15,0 m da l.m.m, ha la distribuzione indicata nel grafico seguente, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

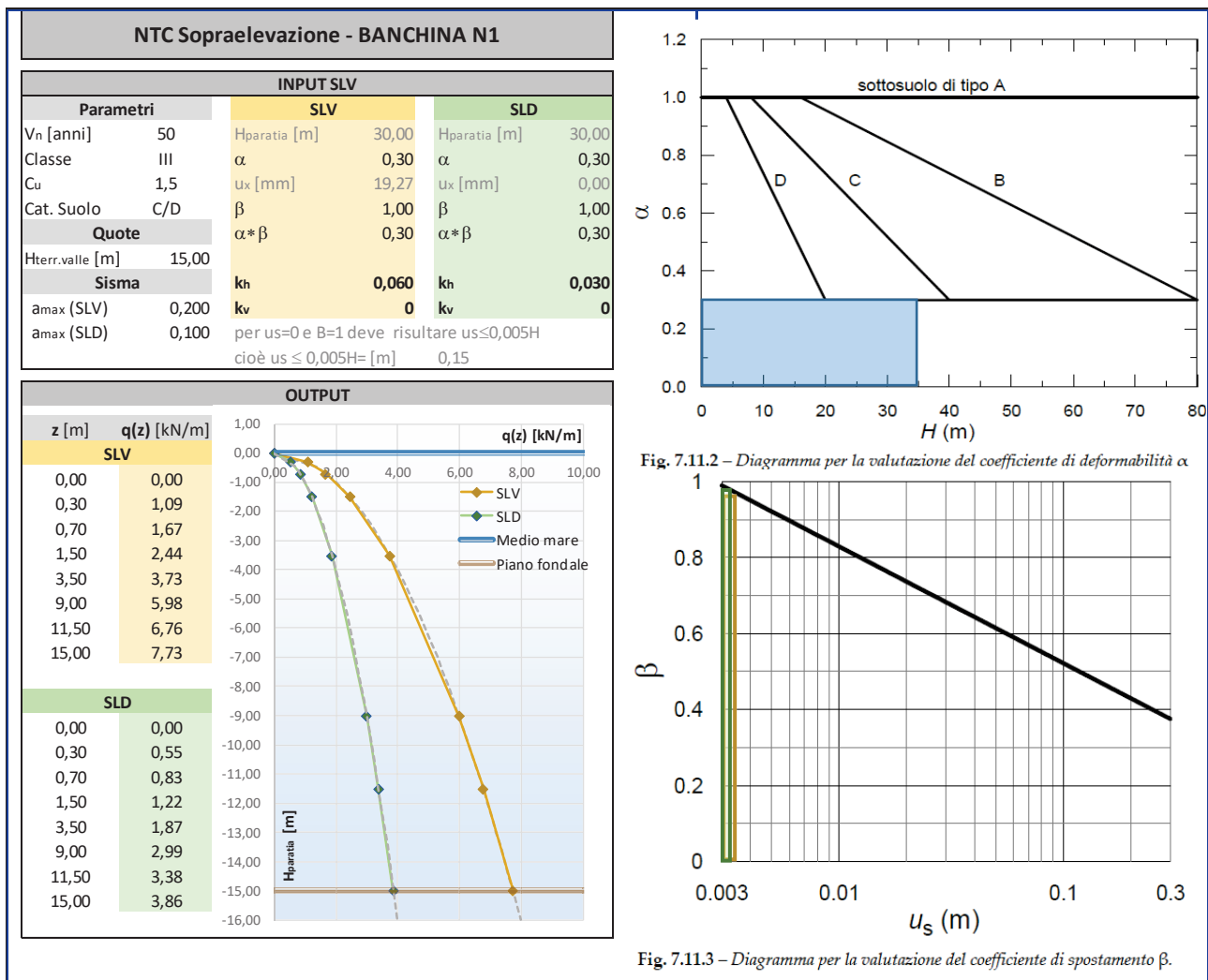


Figura 39 – Azione idrodinamica - Westergaard

9.1.6 Risultati delle analisi

In base alle condizioni di carico considerate, si presentano per gli elementi strutturali oggetto dell'intervento:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);
- la verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno

I risultati derivanti come output dal software Plaxis, esposti in seguito son stati moltiplicati per l'interasse del *Plate* o *Embedded* considerato. I valori esposti sono inoltre moltiplicati per 1.3 agli SLU e per 1 agli SLE e SLV/SLD.

		SLE	SLD
Paratia esistente HZ975C/AZ18 – $i_{HZ}=1.79$ m	M [kNm]	1876	2183
	N [kN]	1527	1479
	T [kN]	465	512
Palancoolato lato mare $\phi 1200 - i=3.58$ m	M [kNm]	1532	1786
	N [kN]	1790	1828
	T [kN]	143	194
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58$ m FILA 1	M [kNm]	47	77
	N [kN]	1534	1499
	T [kN]	45	76
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58$ m FILA 2	M [kNm]	66	103
	N [kN]	1498	1439
	T [kN]	34	60
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58$ m FILA 3	M [kNm]	94	140
	N [kN]	1511	1449
	T [kN]	38	123
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58$ m FILA 4	M [kNm]	117	150
	N [kN]	1621	1557
	T [kN]	46	65
Palancoolato lato terra $\phi 1200 - i=3.58$ m	M [kNm]	1139	1331
	N [kN]	3375	3223
	T [kN]	303	270
Tirante orizzontale GEWI d50/i=1.79 m	[kN]	267	216
Tirante inclinato l=1.79 m	[kN]	575	638

		SLU	SLV
Paratia esistente HZ975C/AZ18 – $i_{HZ}=1.79$ m	M [kNm]	2592 ECC (3611)	2866
	N [kN]	2144 ECC (1439)	1681
	T [kN]	621 ECC (1017)	604
	M [kNm]	2129	2481
	N [kN]	2415	1821

Palancolato lato mare $\phi 1200 - i=3.58 \text{ m}$	T [kN]	202	305
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58 \text{ m}$ FILA 1	M [kNm]	76	168
	N [kN]	2095	1545
	T [kN]	59	140
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58 \text{ m}$ FILA 2	M [kNm]	106	208
	N [kN]	2053	1493
	T [kN]	33	106
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58 \text{ m}$ FILA 3	M [kNm]	152	261
	N [kN]	2070	1495
	T [kN]	42	154
Pali di rinforzo $\phi 600/i=3.58 \text{ m}$ FILA 4	M [kNm]	184	274
	N [kN]	2198	1590
	T [kN]	67	230
Palancolato lato terra $\phi 1200 - i=3.58 \text{ m}$	M [kNm]	1525	2463
	N [kN]	4558	3280
	T [kN]	406	259
Tirante orizzontale GEWI d50/i=1.79 m	[kN]	378	213
Tirante inclinato l=1.79 m	[kN]	800	831

9.1.6.1 Palancolato

Si riportano nel seguito le sollecitazioni del palancolato metallico nelle combinazioni SLU, SLV e SLE nonché le deformazioni in SLE.

9.1.6.1.1 Involuppo Deformazioni SLE/SLD

In Figura seguente sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancolato metallico agli stati limite di servizio analizzati. Si osserva uno spostamento massimo di circa 10 cm in condizione SLE rara.

Allo Stato Limite di Danno si osserva una traslazione significativa dell'intera opera, fenomeno legato all'applicazione di un'accelerazione di tipo pseudostatico all'intero modello numerico. In termini di inflessione del palancolato metallico si hanno circa 16 cm in condizioni sismiche SLD, parametro rientrante ampiamente nel campo degli spostamenti previsti per le opere portuali dalle raccomandazioni PIANC anche per l'operatività dell'infrastruttura (livello di danno 1).

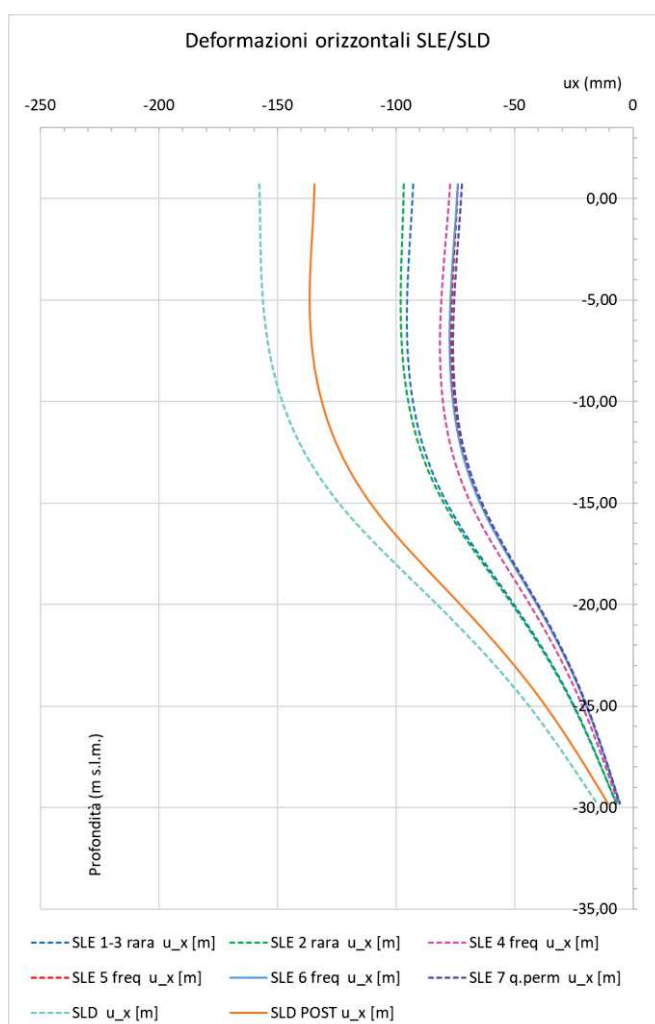
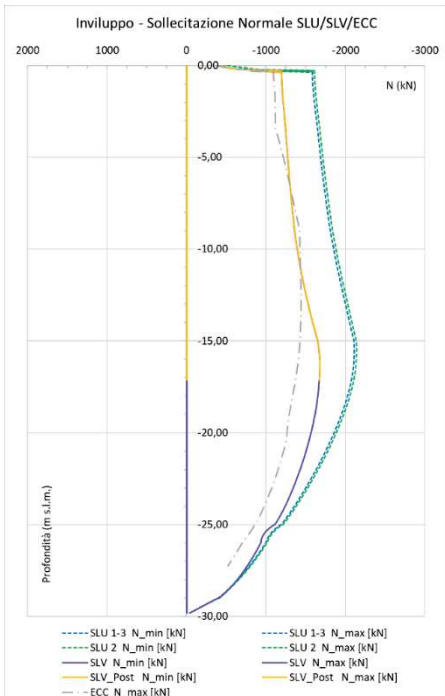
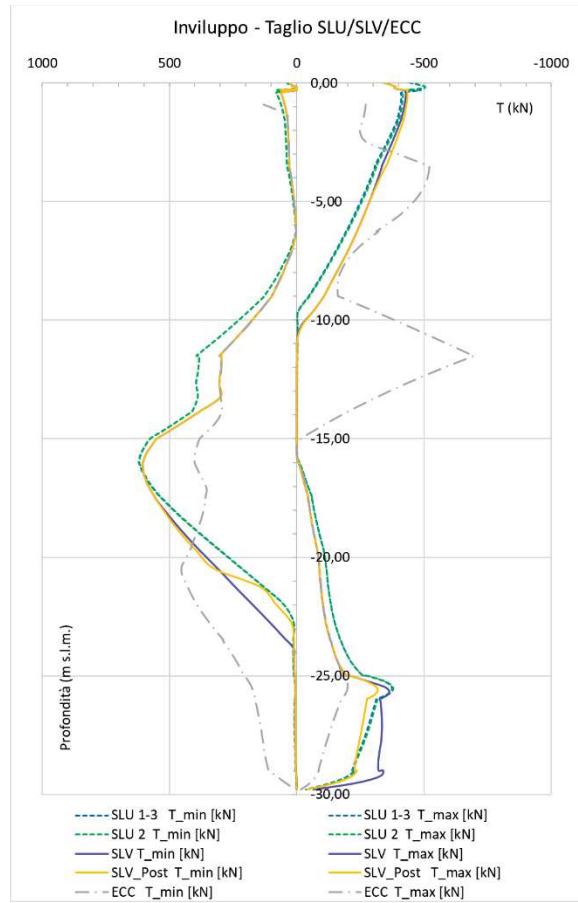
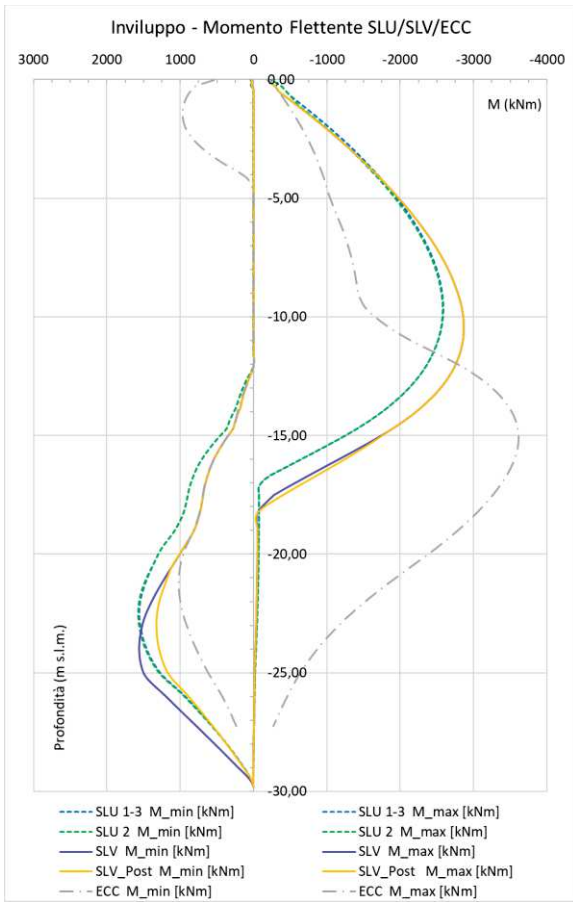
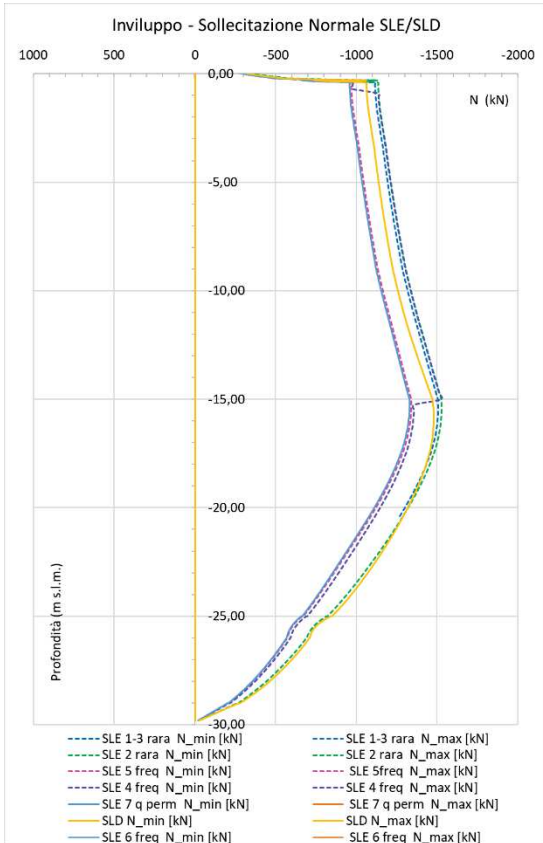
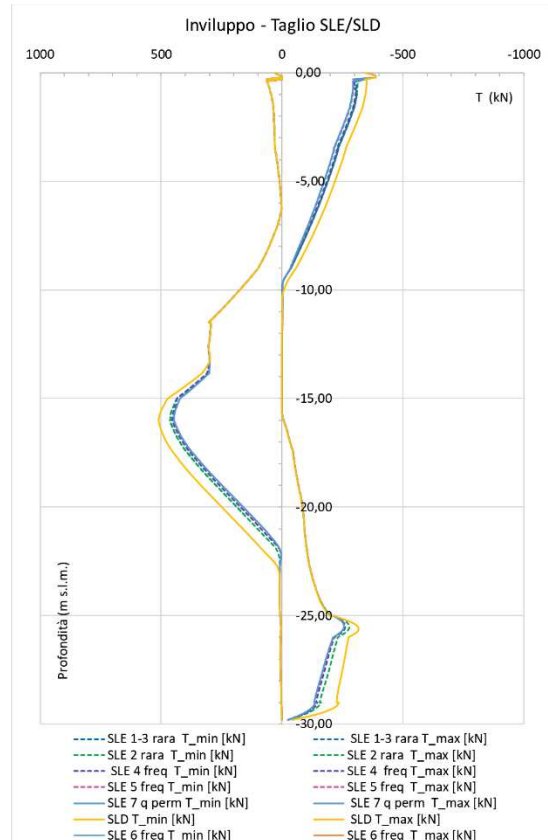
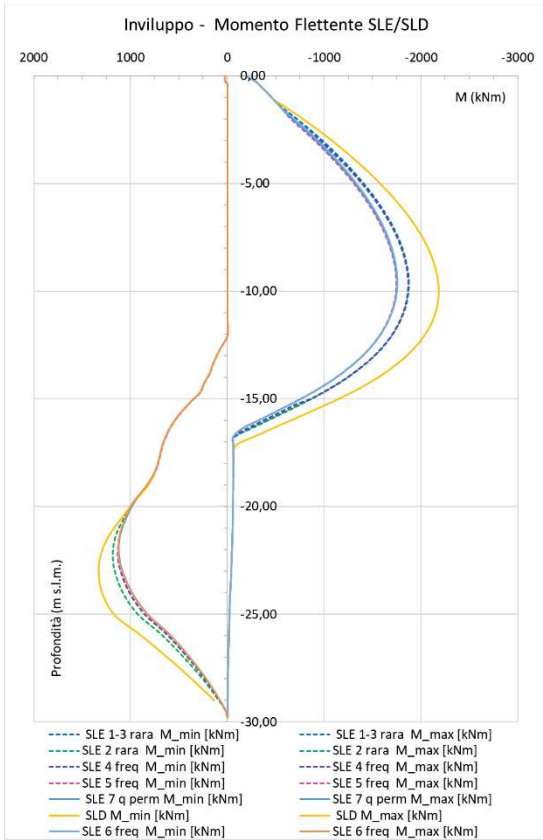


Figura 40 – Deformate della palancola ai diversi stati limite

9.1.6.1.2 Inviluppo - SLU/SLV

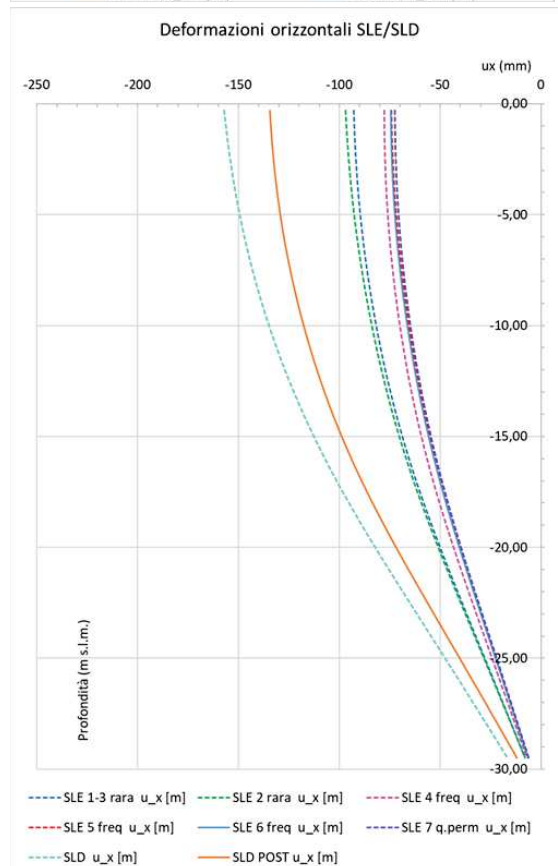
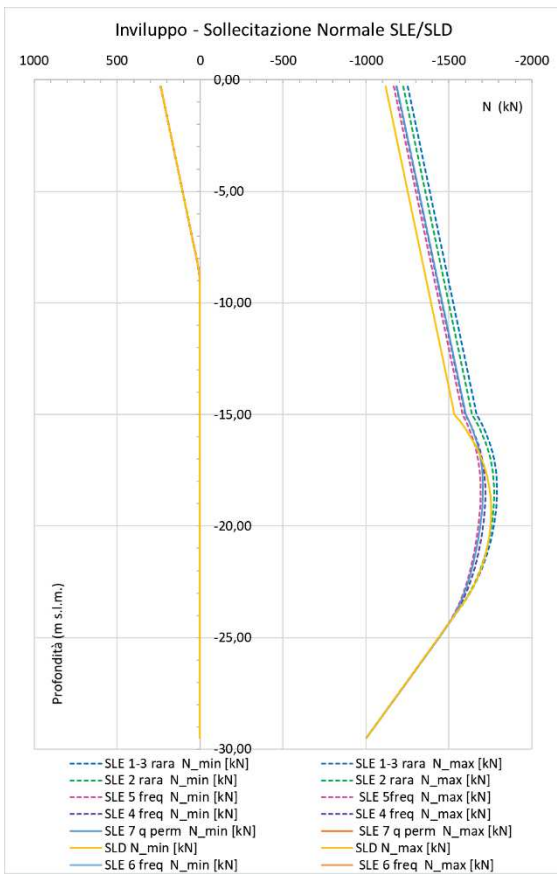
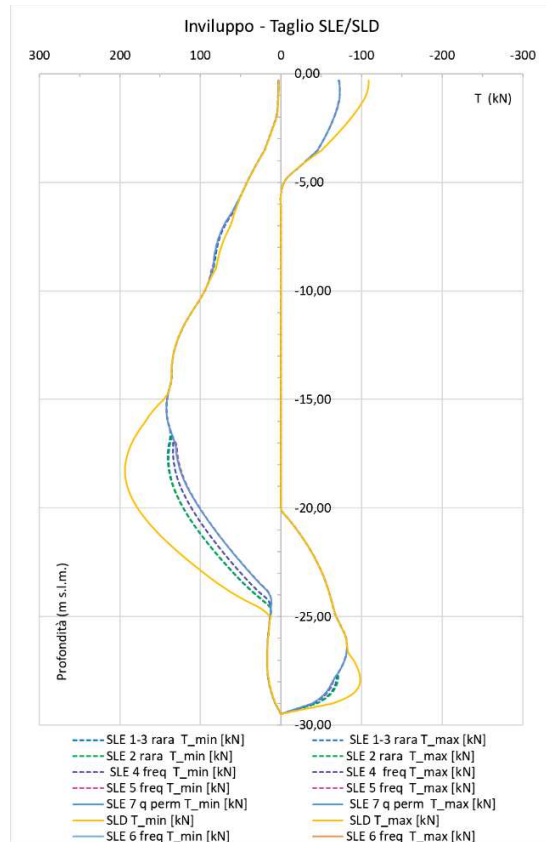
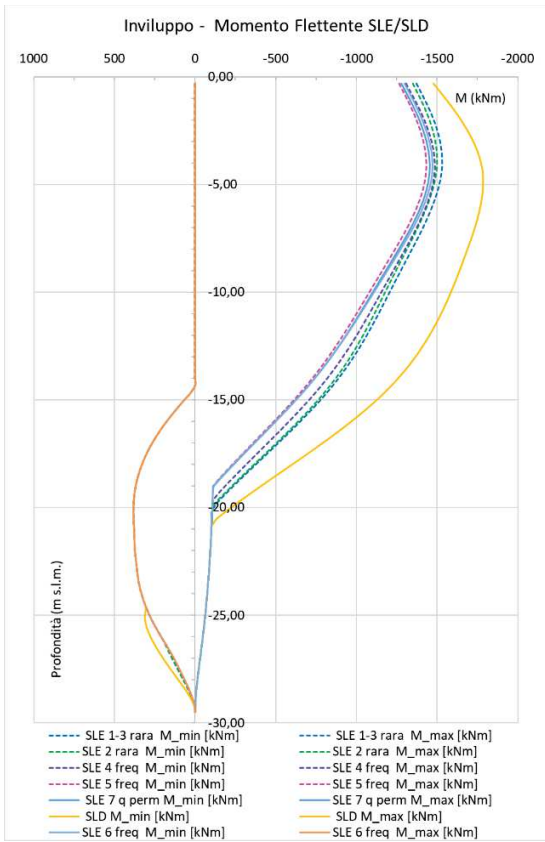


9.1.6.1.3 Inviluppo – SLE

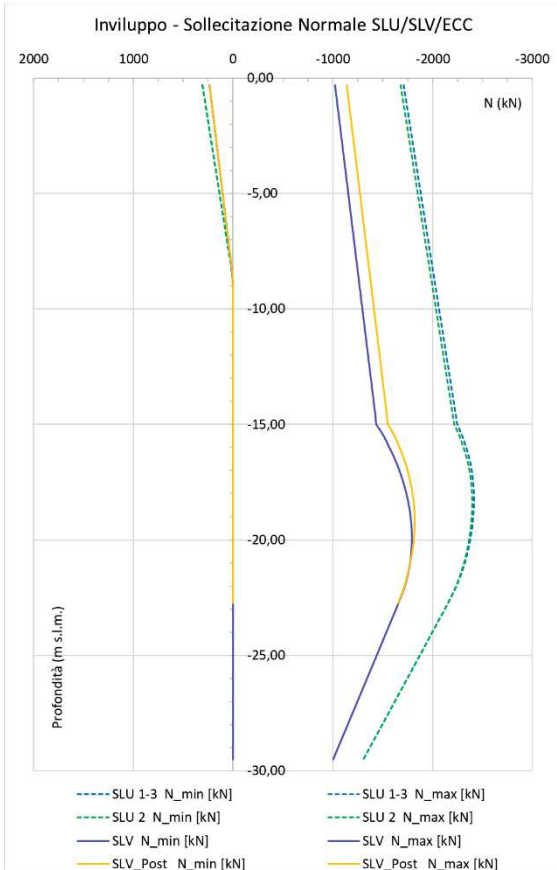
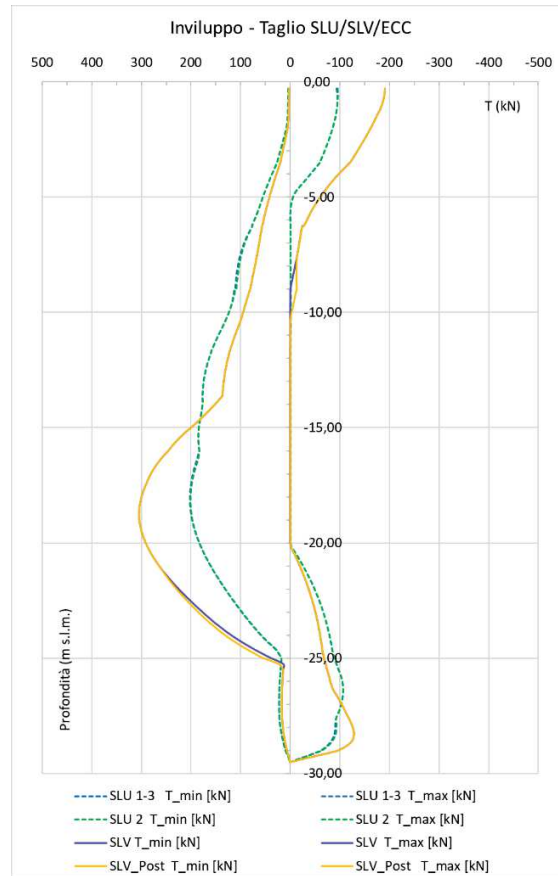
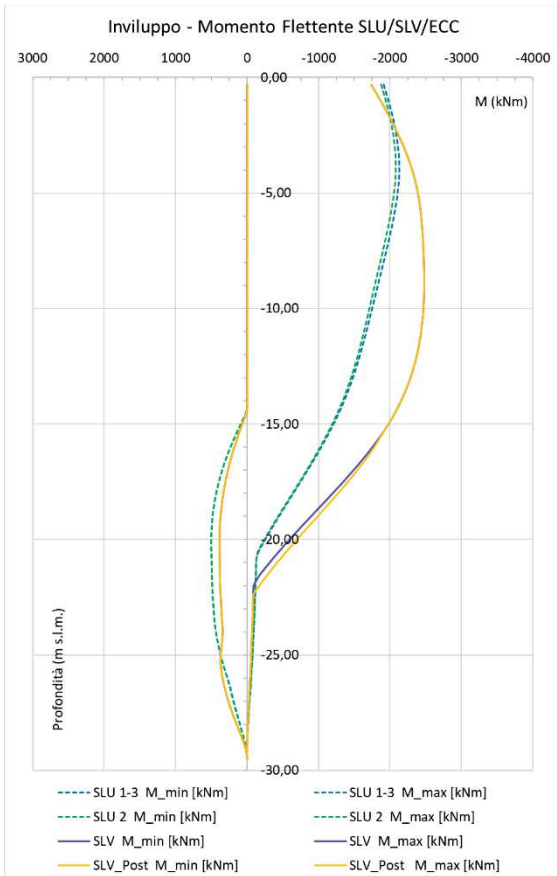


9.1.6.2 Palificata d1200 retrostante la paratia

9.1.6.2.1 Inviluppo Deformazioni SLE/SLD e deformazioni

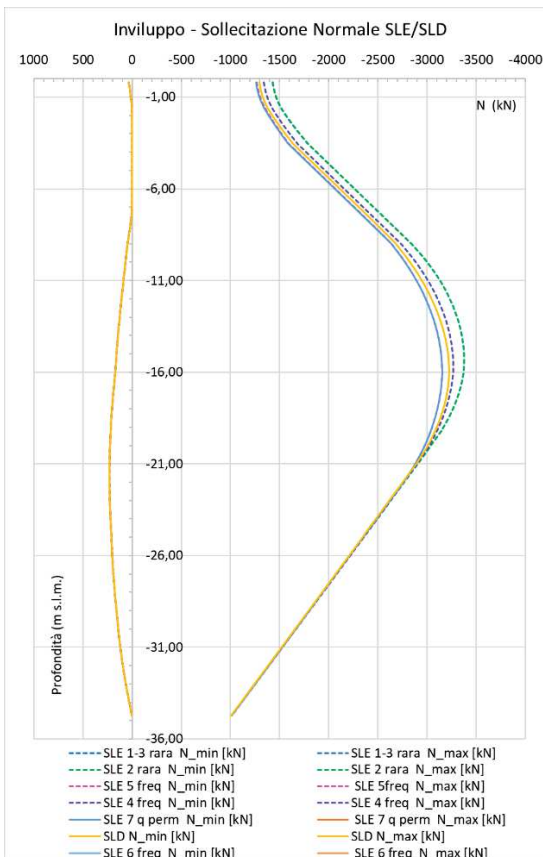
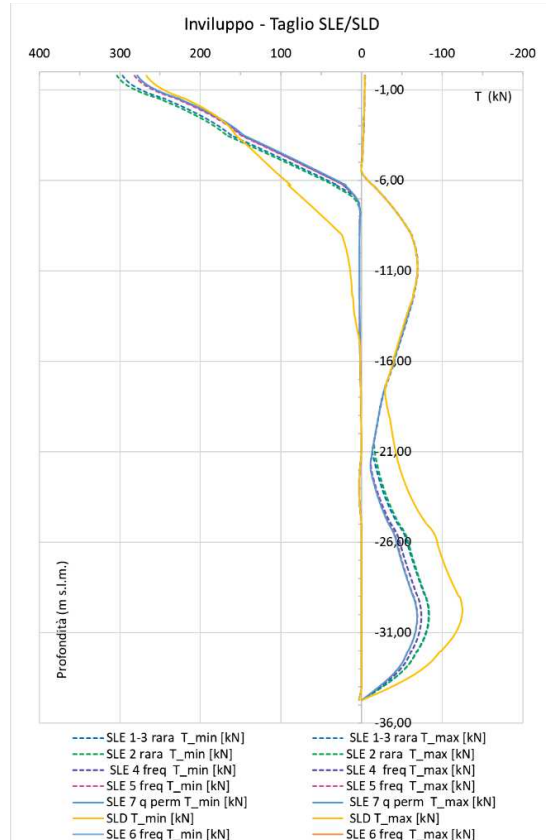
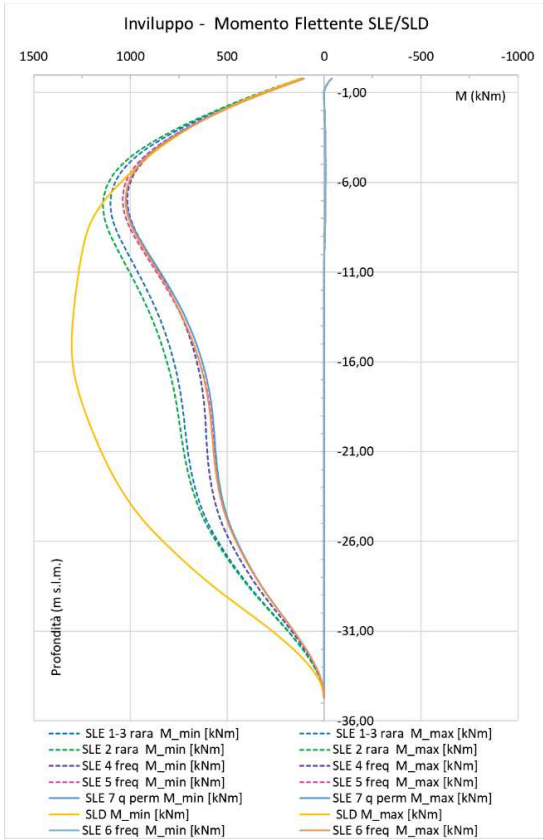


9.1.6.2.2 Inviluppo - SLU/SLV

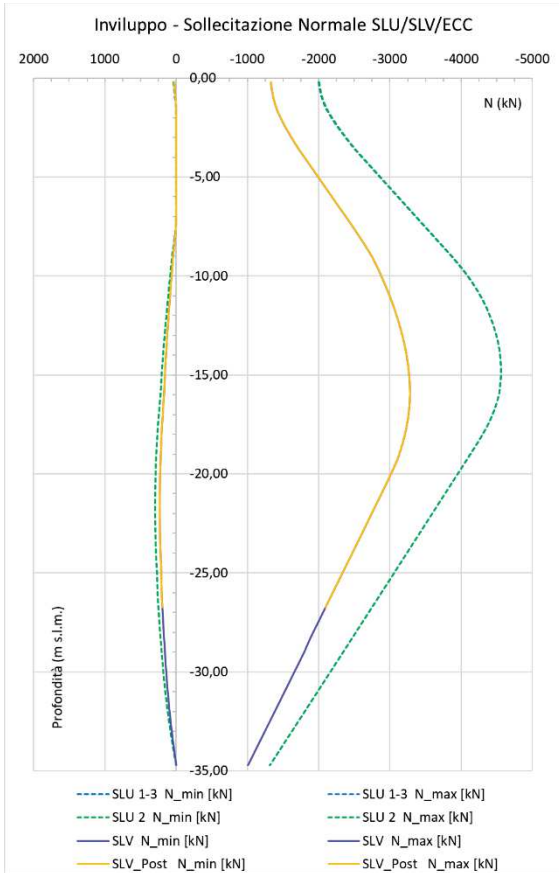
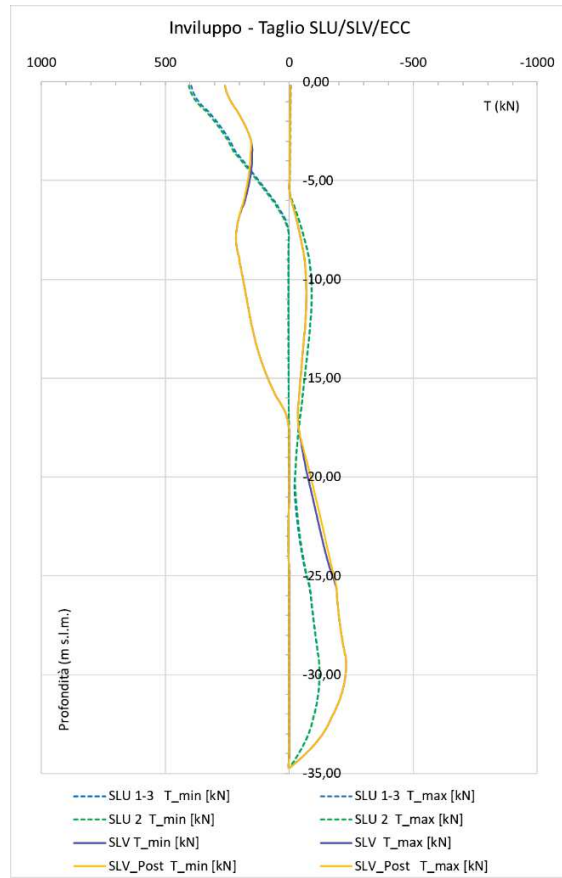
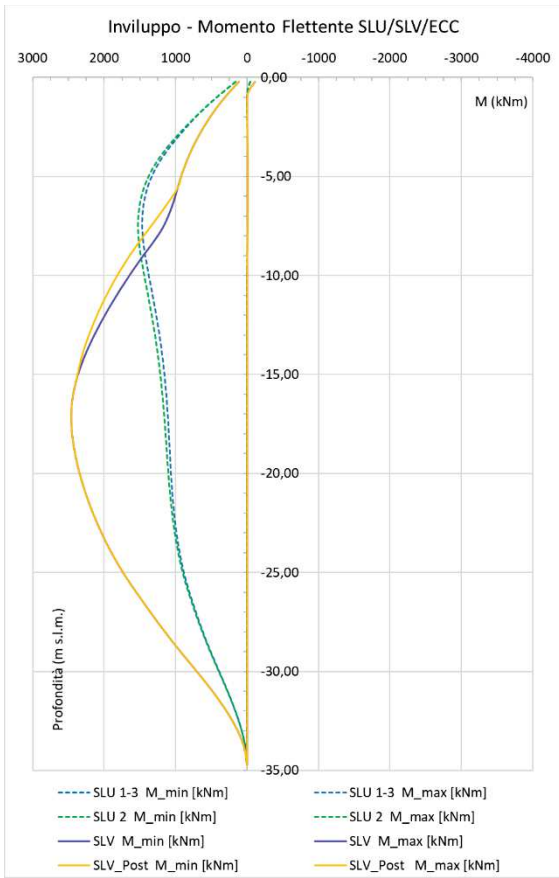


9.1.6.3 Palificata d1200 della trave martello

9.1.6.3.1 Inviluppo Deformazioni SLE/SLD e deformazioni

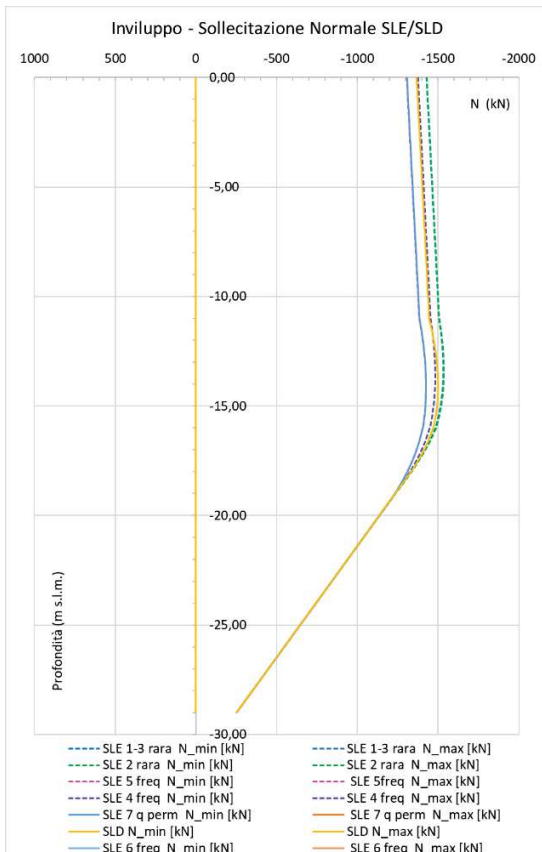
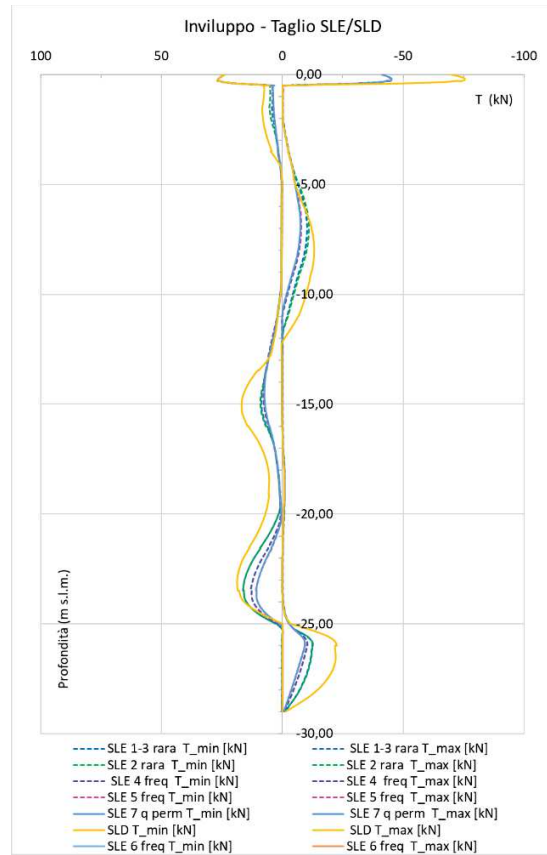
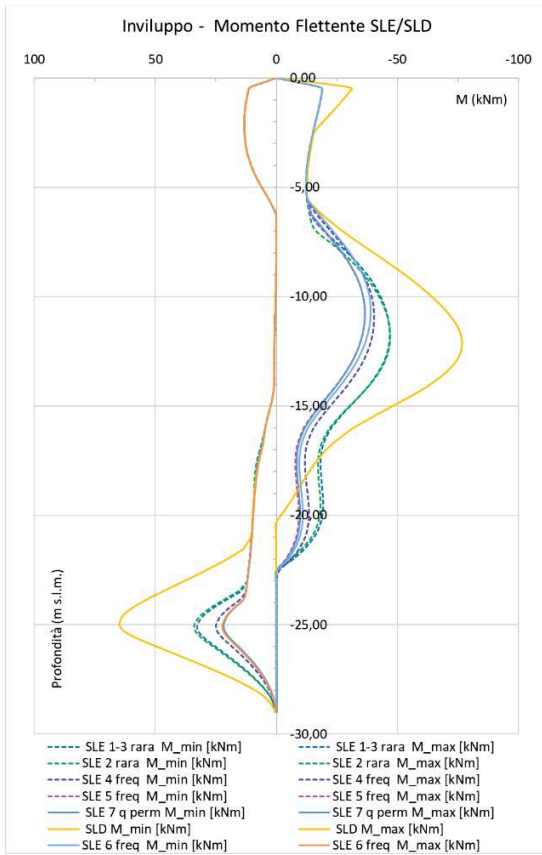


9.1.6.3.2 Inviluppo - SLU/SLV

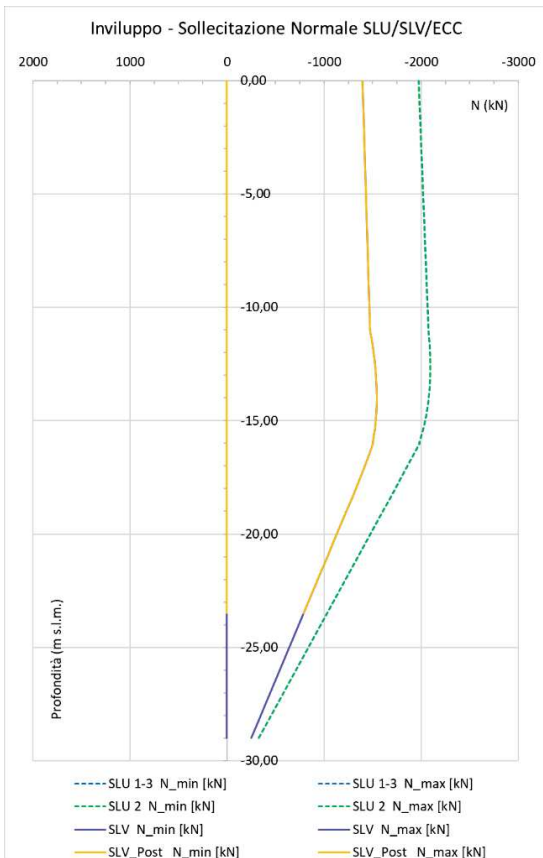
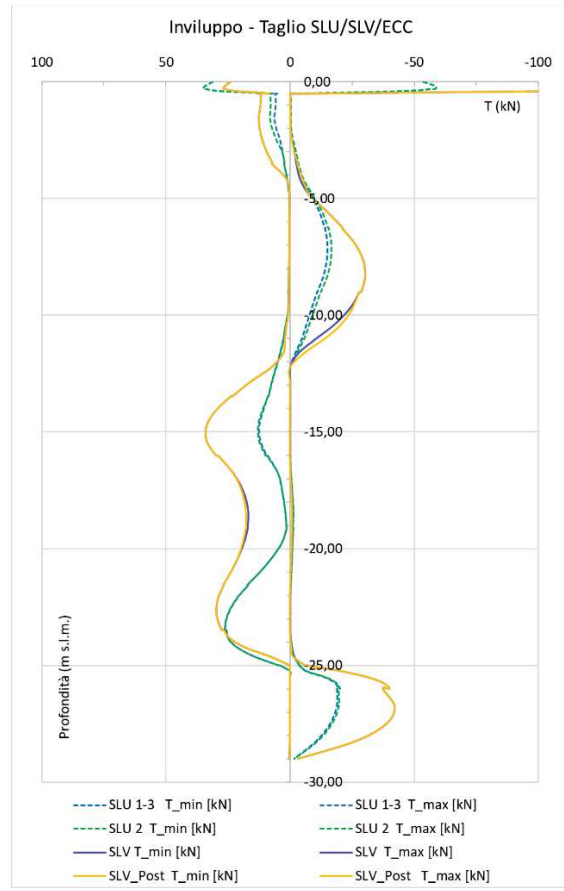
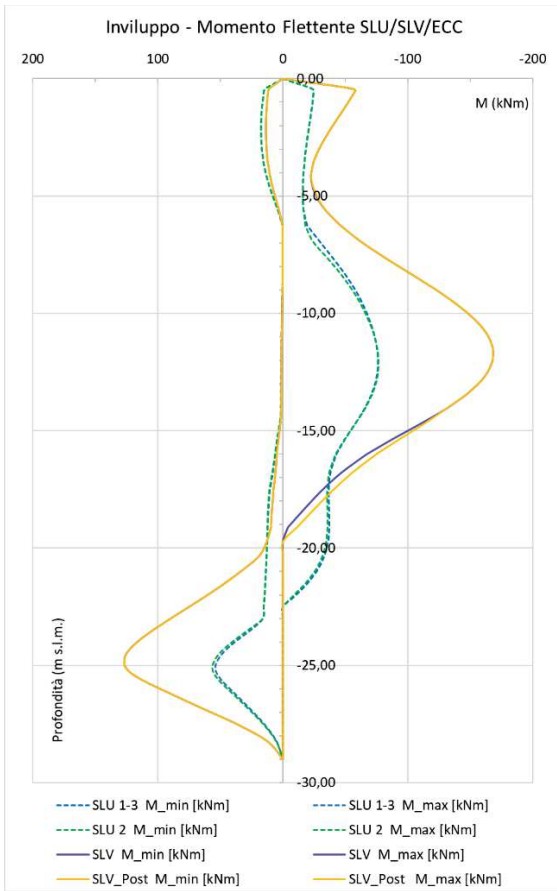


9.1.6.4 Pali d600

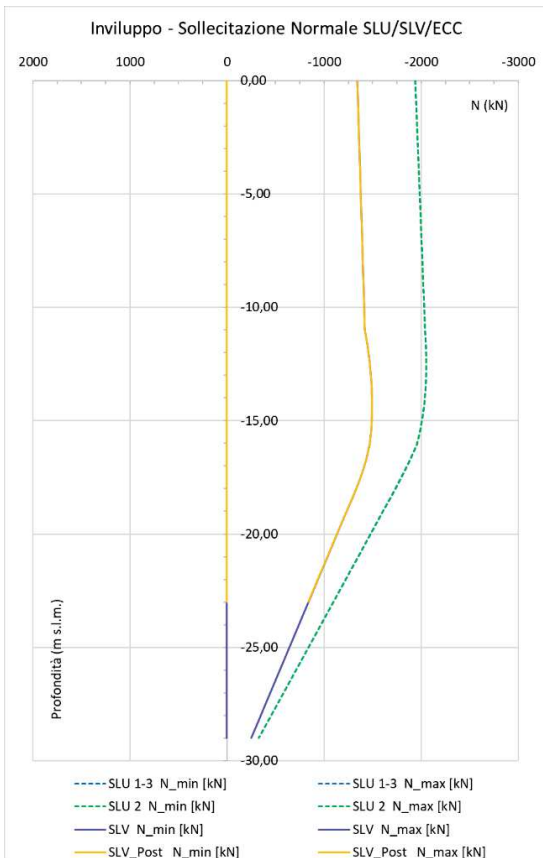
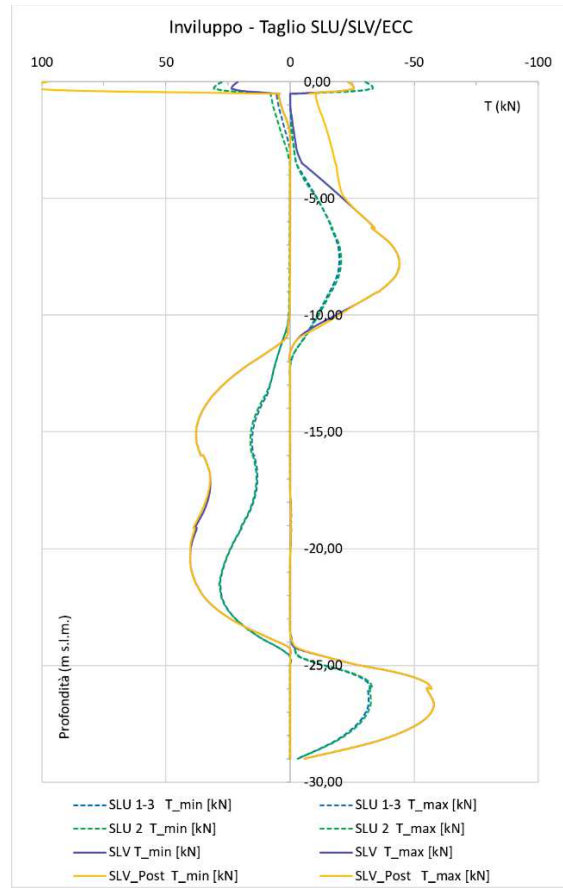
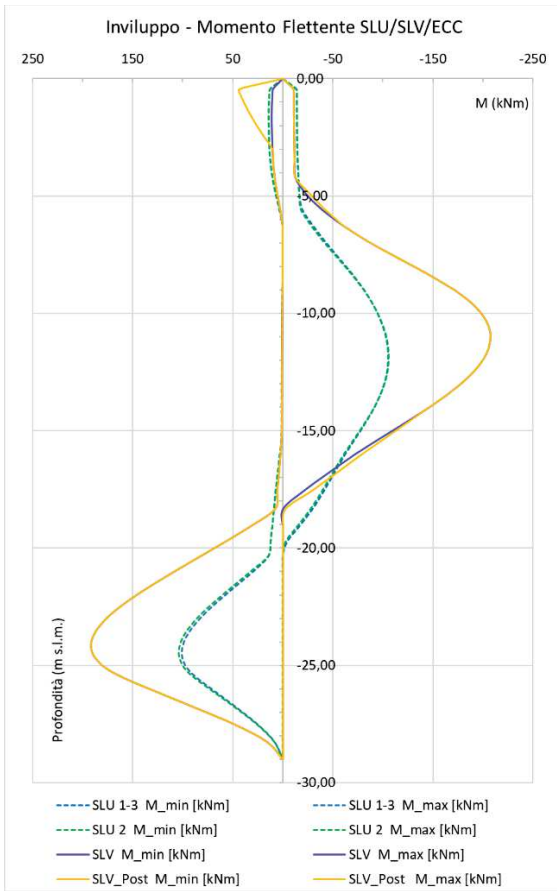
Inviluppo Deformazioni SLE/SLD e deformazioni – prima fila



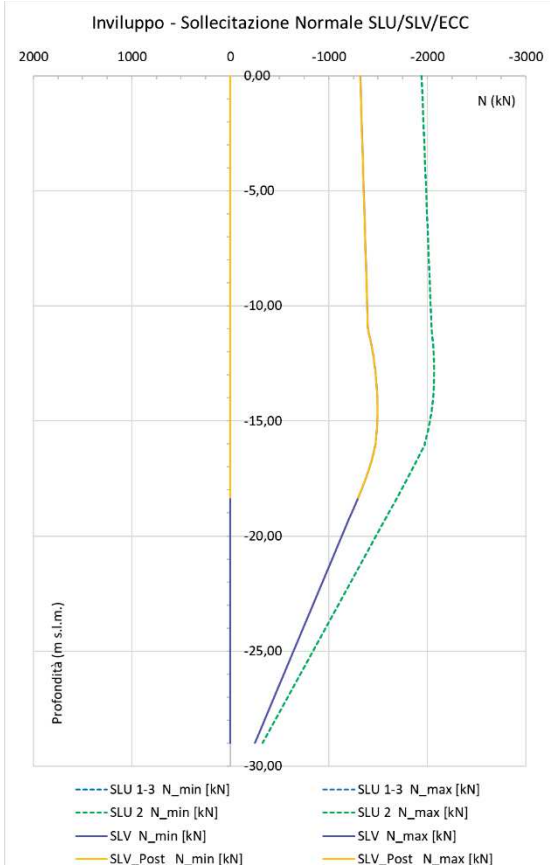
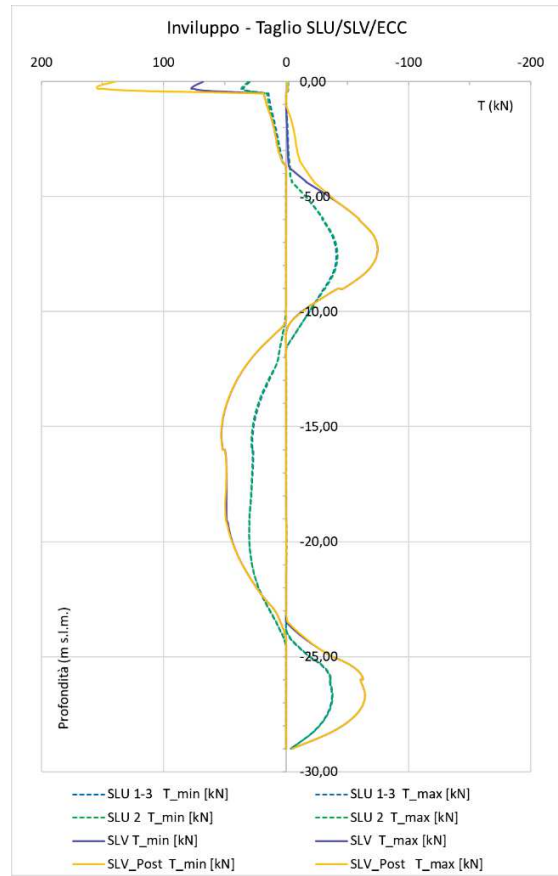
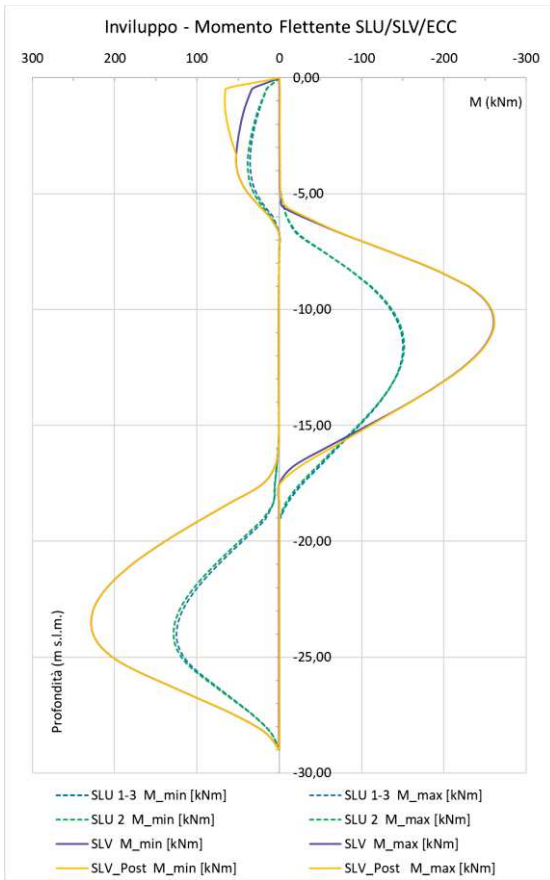
9.1.6.4.1 - SLU/SLV – Prima fila



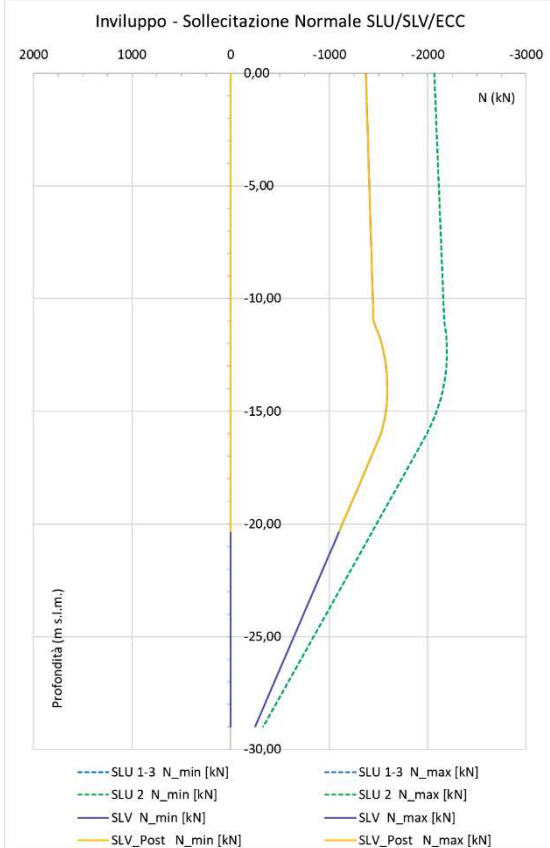
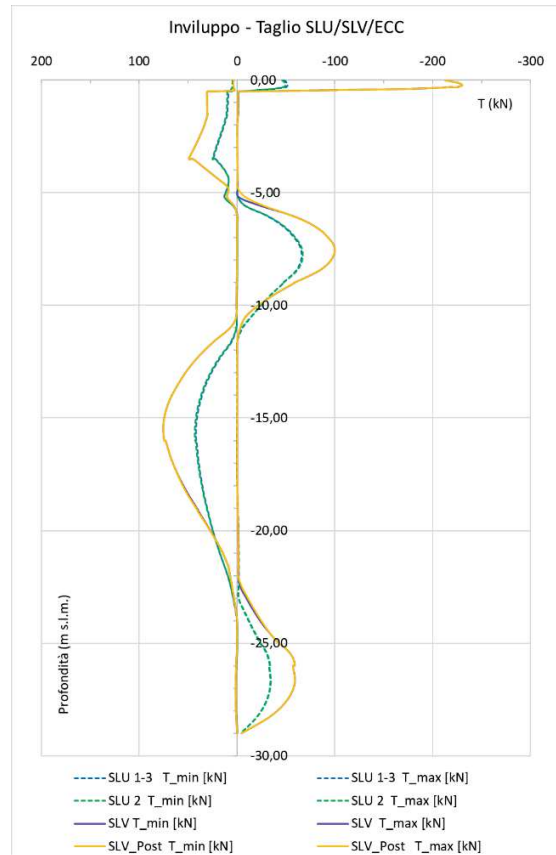
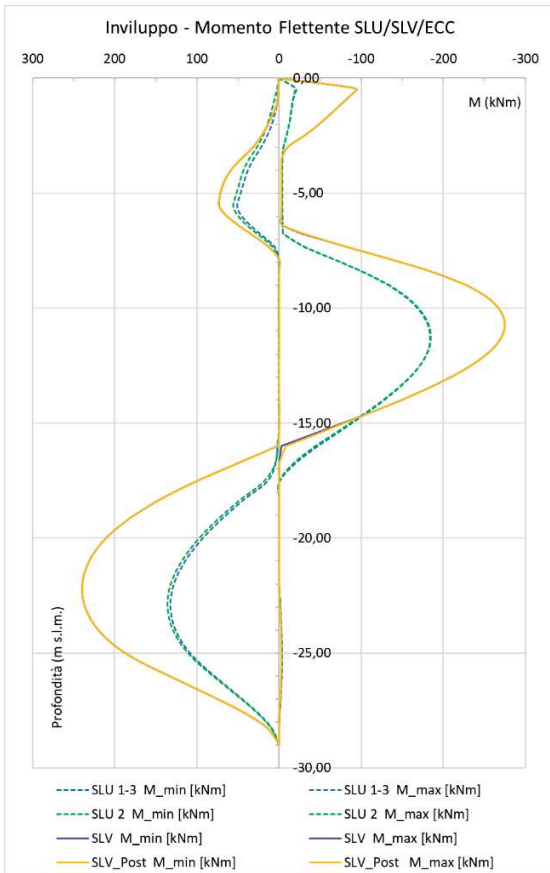
9.1.6.4.2 - SLU/SLV – Seconda fila



9.1.6.4.3 - SLU/SLV – Terza fila



9.1.6.4.4 - SLU/SLV – Quarta fila



9.1.6.5 Tiranti orizzontali

SLU 1-3

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	25066	1	-2,000	200,000	279,161	-6,952	279,161
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	46264	2	30,500	200,000	279,161	-6,952	279,161

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 279,16 (kN) x1.3 = 362,91 kN

SLU 2

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	25066	1	-2,000	200,000	290,440	-6,952	290,440
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	46264	2	30,500	200,000	290,440	-6,952	290,440

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 290,44 (kN) x1.3 = 377,57 kN

SLV

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	25066	1	-2,000	200,000	212,707	-6,952	212,707
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	46264	2	30,500	200,000	212,707	-6,952	212,707

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV = 212,71 (kN) x1.0 = 212,71 kN

POST SLV

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	25066	1	-2,000	200,000	195,547	-6,952	212,733
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	46264	2	30,500	200,000	195,547	-6,952	212,733

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV = 212,73 (kN) x1.0 = 212,73kN

9.1.6.6 Tiranti obliqui

SLU 1-3

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	25286	1	-2,000	0,710	595,501	-4,033	595,501
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	19367	2	11,320	-4,130	595,501	-4,033	595,501

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 595,50 (kN) x 1.3 = 774,15 kN

SLU 2

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	25286	1	-2,000	0,710	615,256	-4,033	615,256
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	19367	2	11,320	-4,130	615,256	-4,033	615,256

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 615,26 (kN) x 1.3 = 799,84 kN

SLV

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	25286	1	-2,000	0,710	831,331	-4,033	831,331
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	19367	2	11,320	-4,130	831,331	-4,033	831,331

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV = 831,33 (kN) x 1.0 = 831,33 kN

POST SLV

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	25286	1	-2,000	0,710	780,393	-4,033	831,331
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	19367	2	11,320	-4,130	780,393	-4,033	831,331

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV POST = 831,33 (kN) x 1.0 = 831,33 kN

9.1.6.7 Palificata d1000 – via di corsa gru

Per gli involuppi di momento, taglio e sforzo normale agenti sulla palificata sostenente la via di corsa della gru si rimanda alla relazione di calcolo 1114-E-BAN-STR-RC-21.

9.1.6.8 Analisi stabilità globale

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate con il codice FEM Plaxis con la tecnica della riduzione dei parametri (c- ϕ reduction method). La verifica in condizioni statiche viene eseguita con i coefficienti A2 sui sovraccarichi ed M2 sui terreni. Secondo la Norma la verifica è soddisfatta quando il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto (R), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto (E), risulta maggiore del valore prescritto per il coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,1$. La verifica viene condotta anche agli SLV considerando un coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,2$ come da normativa.

La Figura 41 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione dell'analisi in condizione statica mentre in Figura 42 quelle in condizioni sismiche con $k_h = 0,06$ $k_v = \pm 0,030$

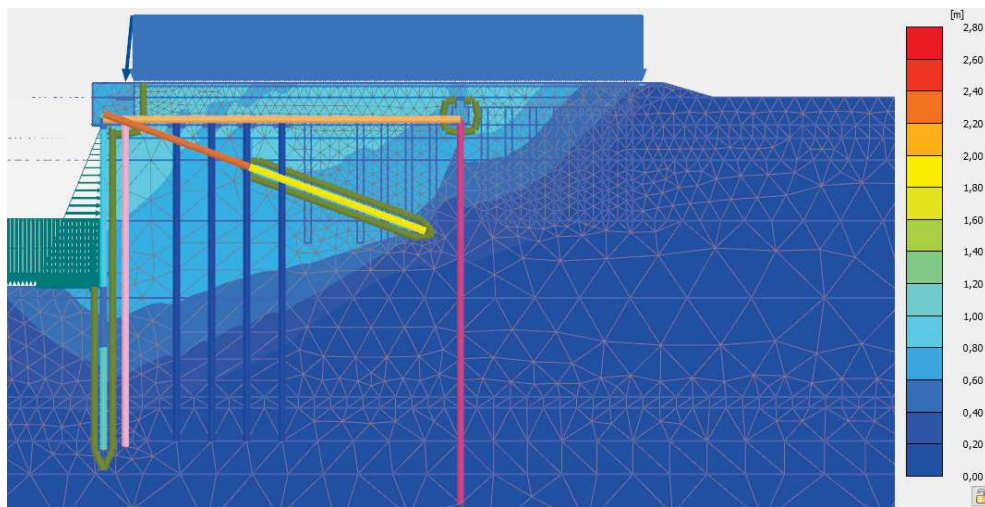


Figura 41 - Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

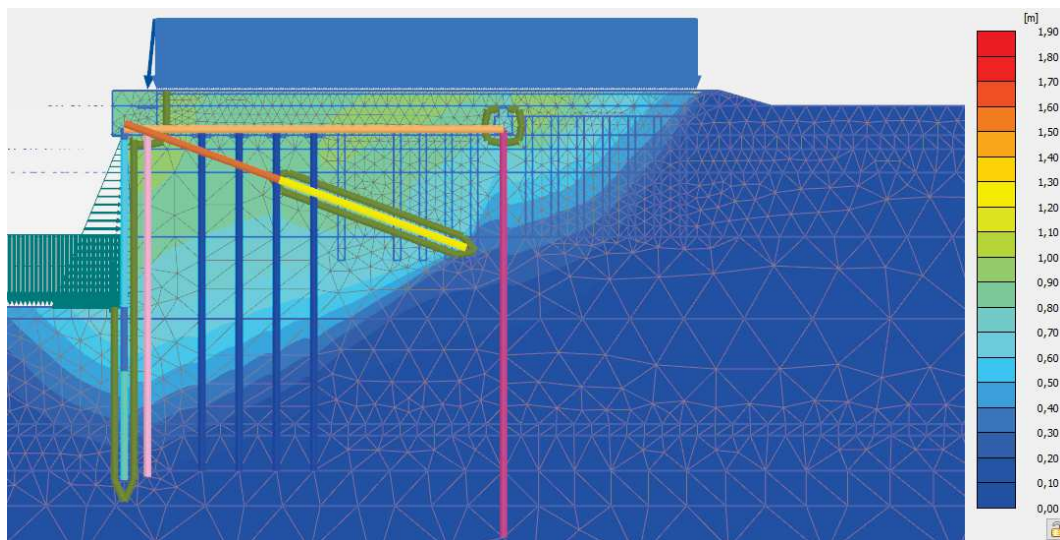


Figura 42 - Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

Come si può osservare nella tabella seguente le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni SLU e SLV sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 6. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Banchina N1	1,73	1,72

9.1.6.9 Analisi per azioni eccezionali: urto

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti. Primo obiettivo della verifica delle opere riguardo questa classe di azioni è di controllare che la struttura non risulti danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa. Per l'urto di una nave di grandi dimensioni, come definito in precedenza, si ha una pressione pseudostatica di 255 kPa che agisce su un'altezza di 15 m, tra +3,50 e -11,50 m da l.m.m. In seguente è visualizzato il campo di spostamenti orizzontali indotto dalla pressione di impatto così definita sul banchinamento.

Si rileva uno spostamento massimo dell'ordine di 50 cm che è certamente significativo, sintomatico di un certo danneggiamento degli elementi strutturali (in particolare la trave di banchina), che comunque si può ritenere non sproporzionato rispetto all'evento eccezionale considerato ed alla duttilità delle strutture presenti (ancoraggi in particolare).

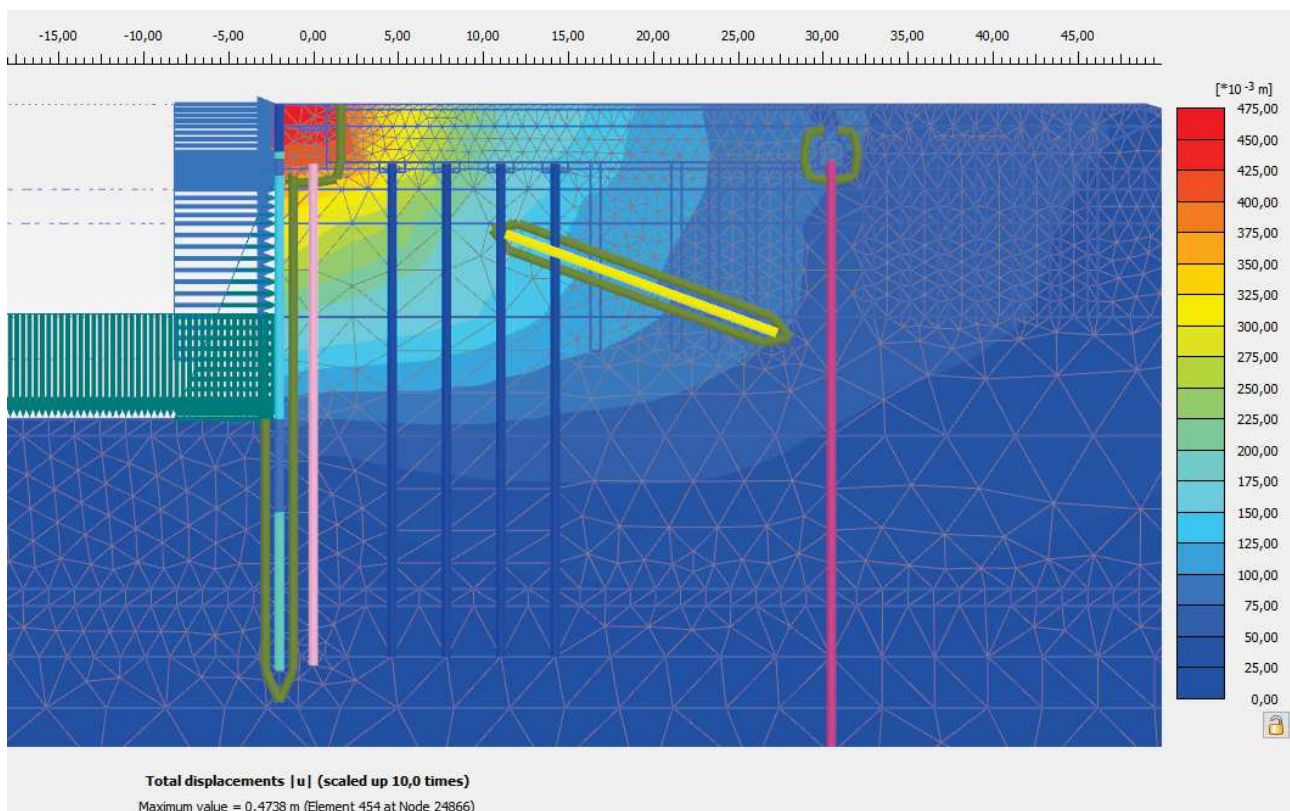


Figura 43 – Spostamenti orizzontali causati dalla pressione di impatto di una nave di grandi dimensioni

9.2 VERIFICHE

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti la nuova banchina.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

9.2.1 Verifiche fase transitoria

La realizzazione dei pali trivellati comporta l'interruzione di alcuni degli ancoraggi orizzontali esistenti. La banchina N1 allo stato di fatto si può dividere in 2 sezioni tipologiche:

- **TRATTO 1:** fondale a monte del palancolato a -11.50 m s.l.m.m.;
- **TRATTO 2:** presenza di un tratto arginale visibile nell'immagine seguente.



Figura 44 – Divisione dei due tratti della banchina N1

Per il tratto 1, maggiormente critico, rispetto al tratto 2, è stata eseguita una modellazione al fine di evidenziare eventuali problematiche dovute alla rimozione temporanea dei tiranti esistenti orizzontali al fine di consentire la realizzazione dei pali $\phi 600$ in progetto. Si è considerato un mezzo molto performante (maggiore rispetto a quanto necessario per la realizzazione dei pali aventi diametro 600 mm) avente le seguenti caratteristiche:

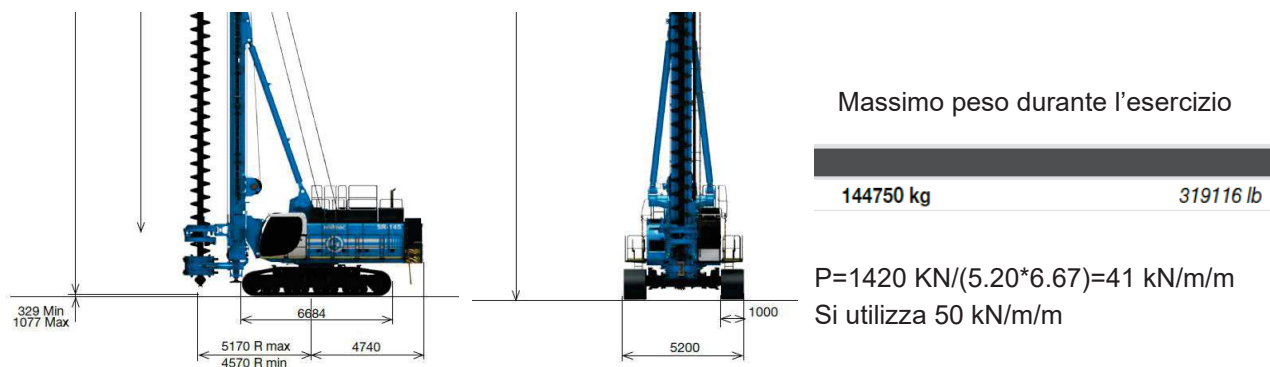


Figura 45 – Caratteristiche dei mezzi usati per l'analisi transitoria

L'analisi ha evidenziato piccoli spostamenti in prossimità del palancoleto non evidenziando particolari sollecitazioni sulle strutture per la presenza del tirante obliquo che presenta un tiro pari a 245,29 kN, molto inferiore rispetto alla sua resistenza massima.

La posizione del carico è assunta sulla base della lunghezza necessaria del mezzo per eseguire la prima fila di tiranti.

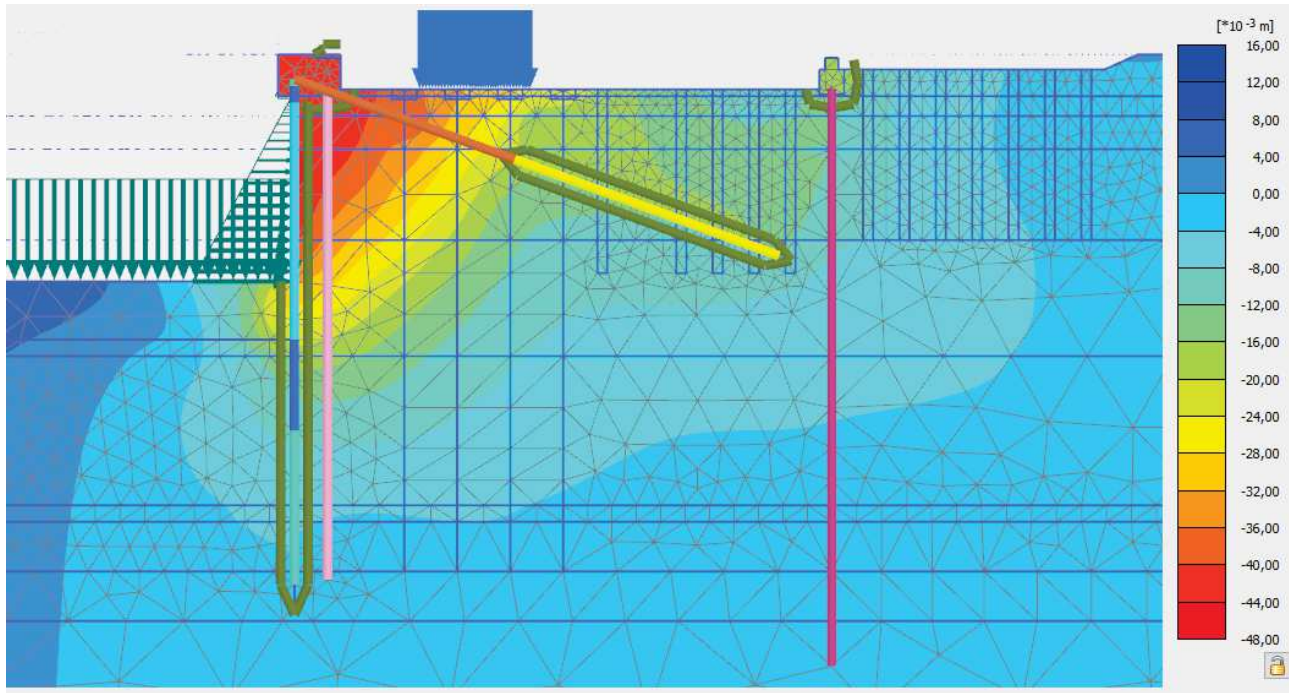


Figura 46 – Deformazioni risultante della trivella e disattivazione del tirante orizzontale

Al fine di lavorare in sicurezza si prescrive comunque un numero massimo di tiranti da rimuovere pari a 15, lavorando per conci. Ultimate le lavorazioni in questa fascia si dovranno reinserire i tiranti esistenti prima di procedere con le successive lavorazioni.

9.2.2 Verifiche palancolato

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti la nuova banchina.

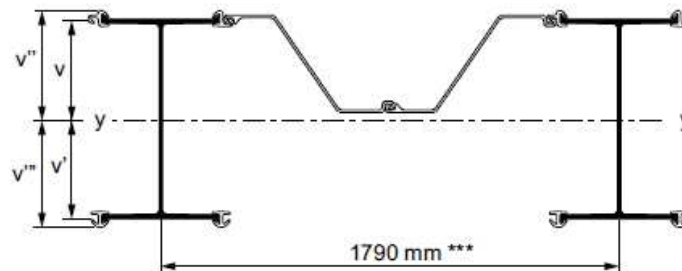
Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

Il banchinamento esistente è realizzato con il palancolato combinato della Arcelor Mittal:

- da quota +1,50 a +0,30 m s.l.m.: HZ 975 C-12
- da quota +0,30 a -0,70 m s.l.m.: HZ 975 C-12/AZ18
- da quota -0,70 a -15,00 m s.l.m.: HZ 975 C-14/AZ18
- da quota -15,00 a -20,50 m s.l.m.: HZ 975 C-12/AZ18
- da quota -20,50 a -29,50 m s.l.m.: HZ 975 C-12

I pali principali HZ e le palancole intermedie AZ sono realizzati in acciaio tipo S430GP. Le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie AZ sono state ricavate dal catalogo del produttore di cui si riportano nelle figure seguenti alcuni estratti.

Combination HZ -14/AZ 18



Section	Dimensions				Properties per meter of wall				Mass of combination with intermediary section			Coating area	
	v	v'	v''	v'''	Sectional area	Moment of inertia	* Elastic section modulus	** Elastic section modulus	**** AZ 18			Water-side	Land-side
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	/AZ - 60 % /HZ	/AZ - 80 % /HZ	/AZ - /HZ	m ² /m	m ² /m
HZ 775 A	387.3	387.7	419.8	419.9	295.8	248960	5930	6420	185	208	232	2.332	4.914
HZ 775 B	389.4	389.6	420.7	420.9	306.0	264850	6290	6795	193	216	240	2.332	4.922
HZ 775 C	396.6	386.4	428.2	417.9	331.4	296080	6915	7465	210	235	260	2.346	4.951
HZ 775 D	398.4	388.6	428.5	418.7	341.7	312250	7285	7840	218	243	268	2.346	4.959
HZ 975 A	487.3	487.7	519.1	519.6	317.6	398490	7670	8170	202	225	249	2.332	5.311
HZ 975 B	489.3	489.7	520.6	521.0	327.9	423730	8135	8650	210	234	257	2.332	5.319
HZ 975 C	497.2	485.8	528.6	517.4	357.8	476970	9025	9595	231	256	281	2.347	5.349
HZ 975 D	499.0	488.0	529.4	518.6	368.1	502610	9495	10070	239	264	289	2.347	5.357

* Referring outside of connector (highest value of v''; v'''),

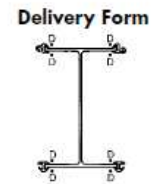
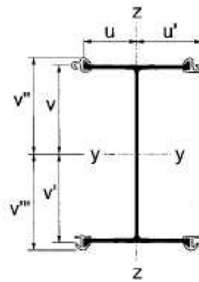
** Referring outside of HZ-flange (highest value of v; v'),

*** Rounded value,

**** Length of connector = Length of AZ

Figura 47 – Combinazione HZ 975 C-14/AZ18 (dalla -0,70 alla -15,00 m s.l.m.)

Solution 14



Properties per solution

Section	Dimensions						Sectional area cm ²	Mass kg/m	Moment of inertia		*Elastic section modulus		**Elastic section modulus		Radius of gyration		Coating area	
	v mm	v' mm	v'' mm	v''' mm	u mm	u' mm			yy cm ⁴	zz cm ⁴	yy cm ³	zz cm ³	yy cm	zz cm	Water-side m ² /m	Land-side m ² /m		
HZ 775 A	387.3	387.7	419.8	419.9	230.0	283.8	339.8	266.7	402550	76850	9585	2710	10385	34.42	15.04	0.631	3.214	
HZ 775 B	389.4	389.6	420.7	420.9	230.0	283.8	358.2	281.2	431010	80100	10240	2825	11060	34.69	14.95	0.631	3.222	
HZ 775 C	396.6	386.4	428.2	417.9	230.8	284.5	403.7	316.9	486900	92690	11370	3260	12275	34.73	15.15	0.646	3.250	
HZ 775 D	398.4	388.6	428.5	418.7	230.8	284.5	422.1	331.4	515850	95860	12035	3370	12950	34.96	15.07	0.646	3.258	
HZ 975 A	487.3	487.7	519.1	519.6	230.0	283.8	378.9	297.4	670210	76860	12900	2710	13740	42.06	14.24	0.631	3.610	
HZ 975 B	489.3	489.7	520.6	521.0	230.0	283.8	397.3	311.9	715400	80110	13730	2825	14610	42.44	14.20	0.631	3.618	
HZ 975 C	497.2	485.8	528.6	517.4	231.0	284.8	450.8	353.9	810700	92750	15335	3255	16305	42.41	14.34	0.646	3.648	
HZ 975 D	499.0	488.0	529.4	518.6	231.0	284.8	469.3	368.4	856600	96040	16180	3375	17165	42.72	14.31	0.646	3.656	

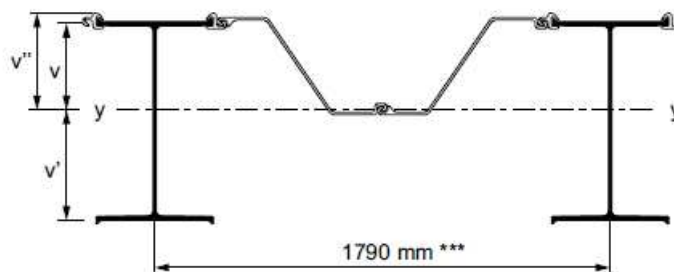
* Referring outside of connector (highest value of v''; v''' resp. u).

** Referring outside of HZ-flange (highest value of v; v')

D = discontinuous weld, a = 6 mm, 10 % of length over the whole pile length (100 mm/m) + 500 mm top and toe

Figura 48 – Palo principale HZ 975 C-14

Combination HZ -12/AZ 18



Section	Dimensions			Properties per meter of wall				Mass of combination with intermediary section			Coating area	
	v mm	v' mm	v'' mm	Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	* Elastic section modulus cm ³ /m	** Elastic section modulus cm ³ /m	**** AZ 18			Water-side m ² /m	Land-side m ² /m
								/AZ - 60 % /HZ kg/m ²	/AZ - 80 % /HZ kg/m ²	/AZ - /HZ kg/m ²		
HZ 775 A	334.5	440.5	367.0	273.0	210000	5720	4765	174	194	214	2.332	4.671
HZ 775 B	339.5	439.5	370.8	283.3	225980	6095	5140	182	202	222	2.332	4.679
HZ 775 C	341.5	441.5	373.1	303.0	248530	6660	5630	197	217	238	2.346	4.684
HZ 775 D	345.9	441.1	376.1	313.3	264810	7040	6005	205	225	246	2.346	4.692
HZ 975 A	428.5	546.5	460.4	294.8	337840	7340	6180	191	211	231	2.332	5.068
HZ 975 B	433.4	545.6	464.7	305.1	363060	7815	6655	199	219	240	2.332	5.076
HZ 975 C	435.9	547.1	467.5	329.3	402610	8610	7360	217	238	258	2.347	5.082
HZ 975 D	440.3	546.7	470.9	339.6	428250	9095	7835	225	246	267	2.347	5.090

* Referring outside of connector (v''),

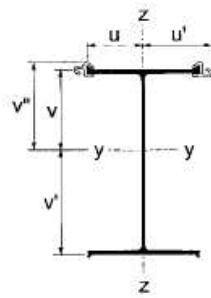
** Referring outside of HZ-flange (v'),

*** Rounded value,

**** Length of connector = Length of AZ

Figura 49 – Combinazione HZ 975 C-12/AZ18 (dalla +0,30 alla -0,70 m s.l.m. e dalla -15,00 alla -20,50 m s.l.m.)

Solution 12



Delivery Form



Properties per solution

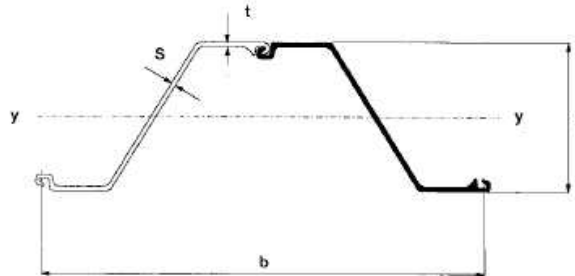
Section	Dimensions					Sectional area cm ²	Mass kg/m	Moment of inertia		*Elastic section modulus		**Elastic section modulus		Radius of gyration		Coating area	
	v mm	v' mm	v'' mm	u mm	u' mm			y-y cm ⁴	z-z cm ⁴	y-y cm ³	z-z cm ³	y-y cm	z-z cm	Water-side m ² /m	Land-side m ² /m		
HZ 775 A	334.5	440.5	367.0	230.0	283.8	299.0	234.7	332820	53750	9070	1895	7555	33.36	13.41	0.631	2.970	
HZ 775 B	339.5	439.5	370.8	230.0	283.8	317.4	249.2	361420	56990	9745	2010	8225	33.74	13.40	0.631	2.978	
HZ 775 C	341.5	441.5	373.1	230.8	284.5	352.7	276.9	401790	63220	10770	2220	9100	33.75	13.39	0.646	2.983	
HZ 775 D	345.9	441.1	376.1	230.8	284.5	371.2	291.4	430930	66490	11460	2335	9770	34.07	13.38	0.646	2.991	
HZ 975 A	428.5	546.5	460.4	230.0	283.8	338.1	265.4	561650	53760	12200	1895	10280	40.76	12.61	0.631	3.367	
HZ 975 B	433.4	545.6	464.7	230.0	283.8	356.5	279.9	606800	57000	13060	2010	11120	41.26	12.64	0.631	3.375	
HZ 975 C	435.9	547.1	467.5	231.0	284.8	399.8	313.8	677600	63460	14495	2230	12385	41.17	12.60	0.646	3.381	
HZ 975 D	440.3	546.7	470.9	231.0	284.8	418.3	328.4	723490	66750	15365	2345	13235	41.59	12.63	0.646	3.389	

* Referring outside of connector (v'' resp. u'),

** Referring outside of HZ-flange (highest value of v; v')

Figura 50 – Palo principale HZ 975 C-12

AZ - Intermediary Piles



Dimensions

Properties Double Pile

Section	Dimensions				Sectional area cm ²	Mass kg/m	Moment of inertia YY cm ⁴	Elastic section modulus Y-Y cm ³	Radius of gyration YY cm	Coating area* m ² /m
	h mm	b mm	t mm	s mm						
AZ 13	303	1340	9.5	9.5	183.4	144.0	26400	1740	11.99	1.65
AZ 13 10/10	304	1340	10.0	10.0	191.6	150.4	27440	1810	11.97	1.65
AZ 18	380	1260	9.5	9.5	189.6	148.8	43080	2270	15.07	1.71
AZ 18 10/10	381	1260	10.0	10.0	198.1	155.5	44790	2355	15.04	1.71
AZ 26	427	1260	13.0	12.2	249.2	195.6	69940	3280	16.75	1.78
AZ 13-770	344	1540	9.0	9.0	193.8	152.1	34440	2000	13.33	1.85
AZ 18-700	420	1400	9.0	9.0	194.9	153.0	52920	2520	16.50	1.86

- AZ-intermediary piles are normally supplied as double piles

- For specific use all the AZ-sections are possible as intermediary piles

* One side, excluding inside of interlocks

Figura 51 – Palancole intermedie AZ 18

Nel prospetto seguente sono sintetizzate le caratteristiche del palancoato combinato, dei pali principali HZ e delle palancole intermedie ZH.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ 975 C-14/AZ18	cm ² /m 357,8	cm ⁴ /m 476.970	cm ³ /m 9.595
HZ 975 C-14	cm ² 450,8	cm ⁴ 810.700	cm ³ 16.305
AZ18	cm ² 189,6	cm ⁴ 43.080	cm ³ 2.270
	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ 975 C-12/AZ18	cm ² /m 329,3	cm ⁴ /m 402.610	cm ³ /m 7.360
HZ 975 C-12	cm ² 399,8	cm ⁴ 677.600	cm ³ 12.385
AZ18	cm ² 189,6	cm ⁴ 43.080	cm ³ 2.270

La capacità resistente delle sezioni è determinata con il metodo elastico (E) assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. L'analisi globale della struttura (modellazione geotecnica) è stata eseguita con il metodo elastico (E), valutando gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Le verifiche strutturali delle sezioni sono state eseguite tenendo conto dei fenomeni di corrosione che inducono una perdita di spessore dei singoli elementi con conseguente diminuzione delle loro caratteristiche di resistenza.

A tal proposito, si è fatto riferimento al D.M. 31 luglio 2012, "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici", con cui sono stati adottati i valori di corrosione raccomandati nelle tabelle 4-1 e 4-2 della UNI EN 1993-5:2007 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5" e riportate per semplicità di lettura nel seguito

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

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Notes:

1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

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

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Come emerge anche dalle tabelle, i tassi di corrosione a cui il palancoato è soggetto variano a seconda delle condizioni al contorno (ad es. ambiente marino zona immersa e/o splash zone, tipo di terreno a tergo, etc.). I valori teorici raccomandati di corrosione dopo circa 60 anni (vita attuale banchina di circa 10 anni + vita utile dell'opera di 50 anni) sono pertanto i seguenti:

- Lato terra (terreno naturale indisturbato): $\Delta t_{60} = 0,72$ mm
- Lato mare (acqua del mare in clima temperato nella zona di permanente immersione o nella zona intertidale): $\Delta t_{60} = 2,1$ mm

Le caratteristiche di resistenza dei pali principali HZ e dei pali intermedi ZH, applicando i valori di corrosione di cui sopra, sono state ricavate rispettivamente con l'ausilio del programma AutoCAD della Autodesk e del programma Durability EC3-5 della Arcelor Mittal.

Nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose del tratto di palancoato costituito dalla combinazione HZ 975 C-14/AZ18 compreso tra la -0,70 alla -15,00 m s.l.m. in quanto in tale tratto le sollecitazioni sono massime ed i tassi di corrosione più elevati.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
HZ 975 C-14	cm ² 393,6	cm ⁴ 695.892	cm ³ 13.408
AZ18	cm ² 142,4	cm ⁴ 32.936	cm ³ 1.739

Si osserva inoltre che la diminuzione delle caratteristiche resistenti delle sezioni comporta una redistribuzione dello stato sollecitativo della struttura che essendo complessivamente meno rigida è quindi soggetta da un lato a minori sollecitazioni e dall'altro a maggiori deformazioni.

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza delle membrature a taglio e flessione considerando le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose. A vantaggio di sicurezza le verifiche sono state eseguite utilizzando i valori ottenuti dal modello con le rigidità degli elementi non corrosi.

9.2.2.1 Verifiche a taglio

L'area resistente a taglio (A_v) per profili ad I caricati nel piano dell'anima, nell'ipotesi che il taglio sia portato solo dal profilo HZ 975 C-14, si può assumere pari a (cfr. §4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018):

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 23.200 \text{ mm}^2$$

dove:

- $A = 39.360 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione;
- $b = 457,8 \text{ mm}$ è la larghezza delle ali;
- $t_f = 18,8 \text{ mm}$ è lo spessore delle ali;
- $t_w = 14,6 \text{ mm}$ è lo spessore dell'anima;
- $r = 20,7 \text{ mm}$ è il raggio del raccordo tra l'anima e le ali.

La resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$), in assenza di torsione, vale pertanto:

$$V_{c,Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 5.485 \text{ kN}$$

dove:

- $A_v = 23.200 \text{ mm}^2$ è l'area resistente a taglio della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S430GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 17/01/2018).

Il valore di calcolo massimo dell'azione tagliante (V_{Ed}) è di seguito riportato:

$$V_{Ed} = 1.017 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza delle membrature a taglio è pertanto soddisfatta:

$$\eta = V_{c,Rd} / V_{Ed} = 5,39 \geq 1,00$$

9.2.2.2 Verifiche a flessione

Essendo il taglio massimo di calcolo (V_{Ed}) inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$):

$$V_{Ed,max} = 1.017 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd} = 2.742,5 \text{ kN}$$

si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La resistenza di calcolo a flessione del palo principale HZ ($M_{el,Rd}$) vale pertanto:

$$M_{el,Rd(HZ\ 975\ C-12)} = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 5.481 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 13.408 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S430GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 17/01/2018).

La resistenza di calcolo a flessione della palanca intermedia AZ ($M_{el,Rd}$) vale invece:

$$M_{el,Rd(AZ18)} = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 712 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 1.739 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S430GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 17/01/2018).

Il momento flettente massimo di calcolo (M_{Ed}) è di seguito riportato:

$$M_{Ed} = 2.765 \times 1,790 = 3611 \text{ kNm}$$

Il momento flettente di calcolo agente sul palo principale HZ vale:

$$M_{Ed(HZ\ 975\ C-12)} = M_{Ed} \times I_H / (I_H + I_Z) = 3448 \text{ kNm}$$

mentre quello agente sulla palanca intermedia AZ vale:

$$M_{Ed(AZ18)} = M_{Ed} \times I_Z / (I_H + I_Z) = 163 \text{ kNm}$$

dove:

- $I_H = 698.892 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo principale HZ;
- $I_Z = 32.936 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo intermedio AZ.

La verifica di resistenza delle membrature a flessione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta_{(HZ\ 975\ C-12)} = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 1,59 \geq 1,00$$

$$\eta_{(AZ18)} = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 4,36 \geq 1,00$$

9.2.3 Verifiche palificata d1200 retrostante il palancoolato

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche dei pali Ø1200mm, la cui posizione è identificata nell'immagine seguente:

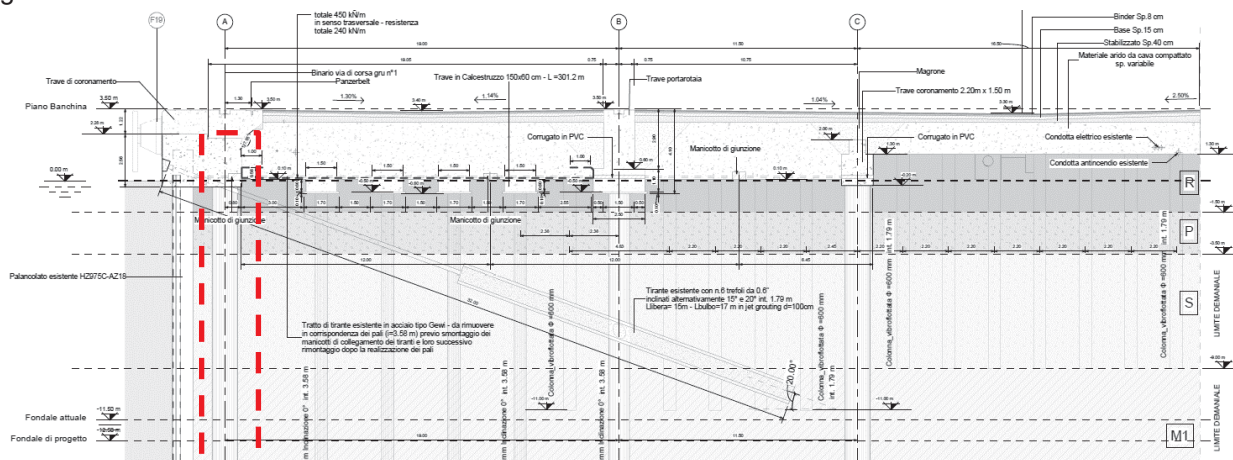


Figura 52: Key - plan

9.2.3.1 Verifiche strutturali palificata

Le simulazioni effettuate evidenziano sollecitazioni differenti in funzione della profondità. Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni agenti, massime e minime (da modello di calcolo Plaxis, si vedano i paragrafi precedenti), suddivise in zone corrispondenti alle gabbie di armatura previste. Per le verifiche verranno considerate le sollecitazioni, per ogni tratto, combinate tra loro nel modo più sfavorevole.

N	SLU-SLV	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
1	da 0 m a -13.0 m	-1499.68	238.94	-2481.15	0.05	-191.31	135.03
2	da -13.0 m a 29.5 m	-1821.35	0.00	-2207.93	383.47	-129.30	304.58

N	SLE rara	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
3	da 0 m a -13.0 m	-1614.60	238.94	-1531.80	0.05
4	da -13.0 m a 29.5 m	-1789.75	0.00	-924.05	383.47

N	SLE freq	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
5	da 0 m a -13.0 m	-1546.79	238.94	-1486.00	0.05
6	da -13.0 m a 29.5 m	-1719.55	0.00	-853.96	383.47

N	SLE qp	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
7	da 0 m a -13.0 m	-1548.22	238.94	-1454.22	0.05
8	da -13.0 m a 29.5 m	-1703.30	0.00	-778.19	383.47

9.2.3.2 Sezione tra 0 e -13.0 m

Verifiche a pressoflessione

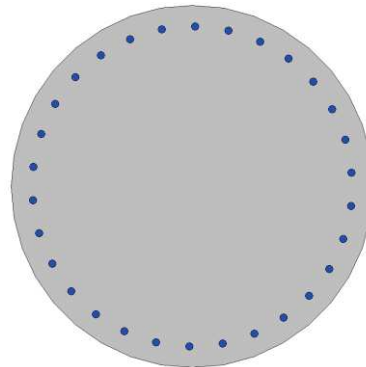
Sezione di verifica \varnothing 1200 mm

Armatura base: 20 \varnothing 24

Armatura aggiuntiva: 10 \varnothing 24

Staffe: 2 bracci \varnothing 12/50

Copriferro netto su staffa: 50 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV

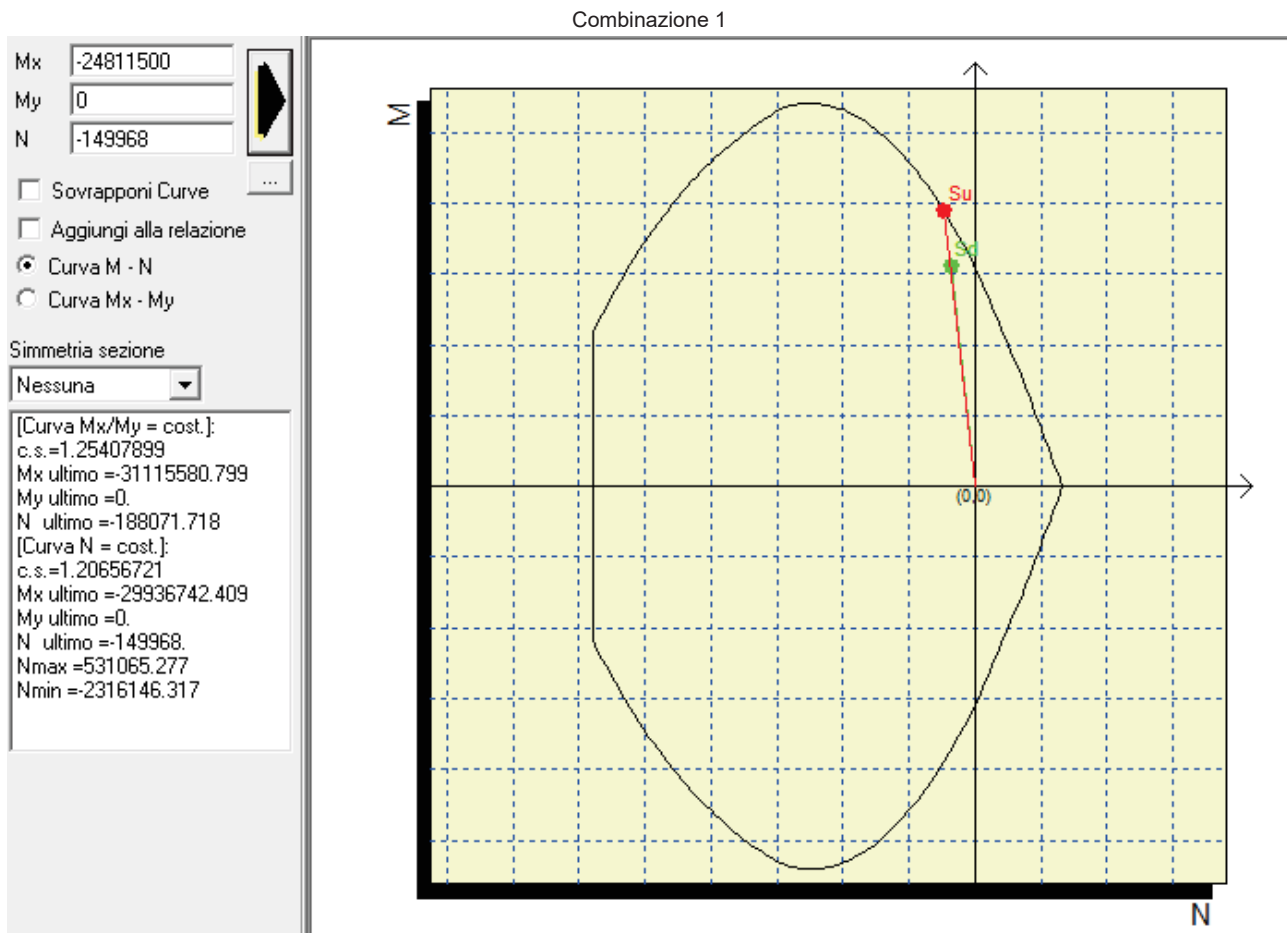


Figura 53: SLU/SLV – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra 0 e -13.0 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

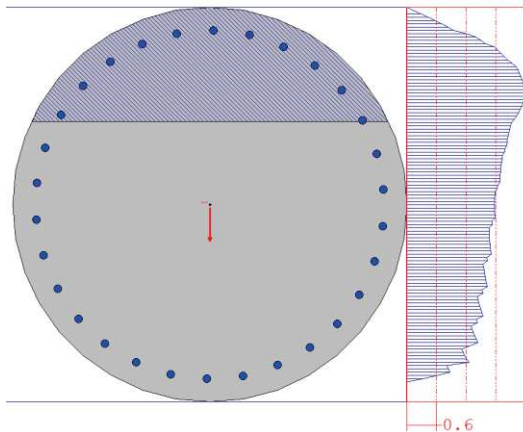
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	-24811500.0	0.0	-149968.0	0.0	19131.0	56.34	93.68	55.55	93.8	31.7	31.7

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
1	45.2	45.2	-13.3	349.9	1.5	3913.0	1.2	36097.8	35740.3	non serve armatura a taglio

AcIs = 11252.4
sigma,cp = -13.33
fck = 349.9 , fyk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 1.65
cotg(thetaY) = 1.65
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 5
Area staffeX = 45.2389 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 5
Area staffeY = 45.2389 cmq/m
bwX = 56.34 , huX = 93.68
bwY = 55.55 , huY = 93.8
Asl,X = 31.67
Asl,Y = 31.67
Tx = 0 , Ty = 19131



Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 36097.78
VcdY = 35740.27
 $Tx/VcdX + Ty/VcdY = 0.54 \leq 1$
non serve armatura a taglio

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 222791.12
Vrd,max,Y = 219948.52
 $Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.09 \leq 1$
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 214139.96
 $Tx/VrsdX = 0 \leq 1$
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 214414.26
 $Ty/VrsdY = 0.09 < 1$

Combinazione 1

Figura 54: SLU-SLV- Calcolo taglio resistente - Sezione tra 0 e -13.00 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

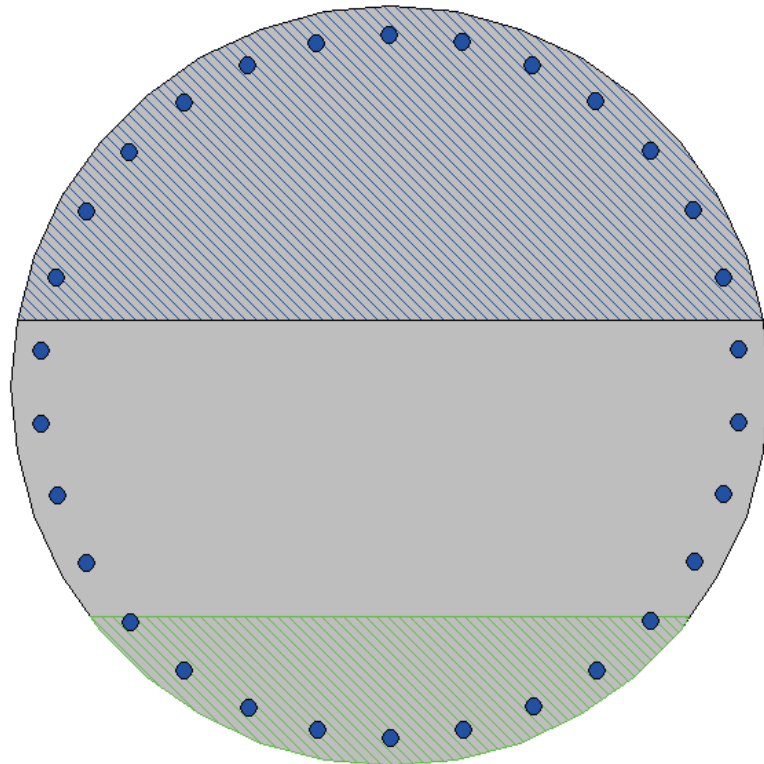
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
3 RARA	-15318000	0	-161460	-165.3	2017.8
7 Q.P.	-14542200	0	-154822	-112.1	2168.3

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Verifica in combinazione 5 frequente

Mx	-14860000	
My	0	
N	-154679	
Es/Ec	15	Molt. diametro
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa
Beta 1	1	Beta 2
K1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>
Interferro	11.7	<input checked="" type="checkbox"/>
fck	350	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 1541.9 cm ² As,eff = 40.7 cm ² W/m = 0.2821 mm W/d = W/m = 0.2821 mm S/m = 365.3 mm Eps = 0.0007721 Copriferro = 6.2 Interferro = 11.7 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1 Mx = -8541174.1 daNcm My = 0.0 daNcm N = -88905.8 daN		



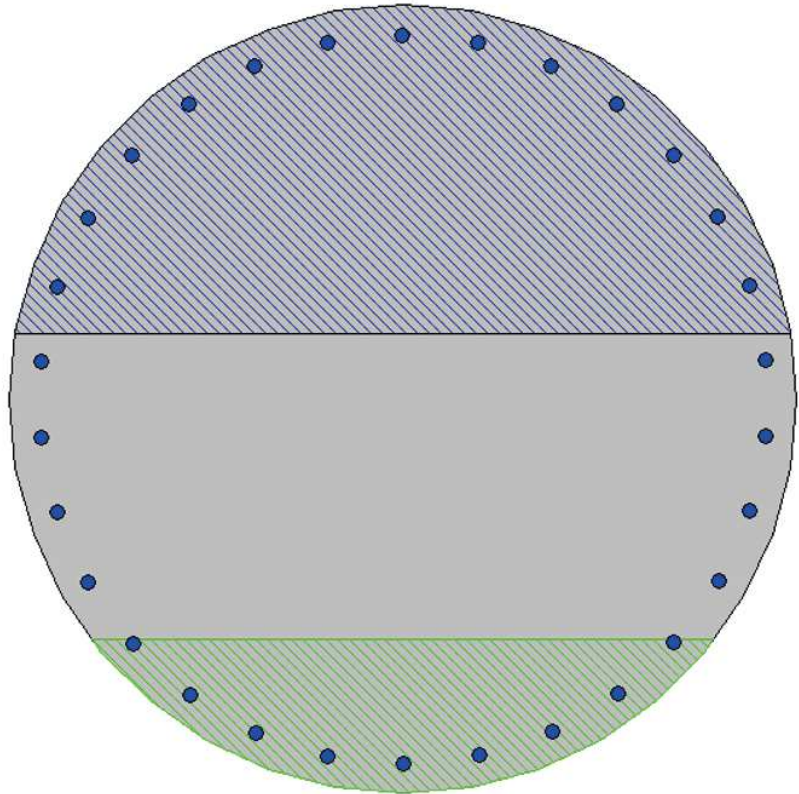
$$w_d = 0.191 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica in combinazione 7 quasi permanente

Mx	-14542200	
My	0	
N	-154822	...
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>
Interferro	11.7	<input checked="" type="checkbox"/>
fck	350	

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Ac,eff = 1531.8 cmq
 As,eff = 40.7 cmq
 Wm = 0.191 mm
 Wd = Wm = 0.191 mm
 Sm = 258.2 mm
 Eps = 0.0007399
 Copriferro = 6.2
 Interferro = 11.7
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
 Mx = -8581954.4 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = -91366.9 daN



$w_d = 0.191 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

9.2.3.3 Sezione tra -13.0 e -29.5 m

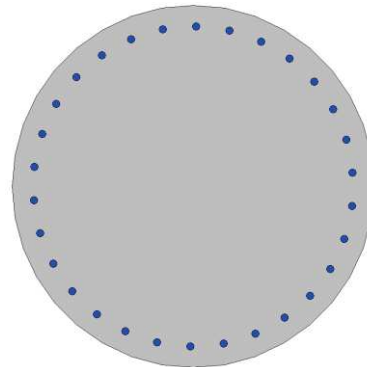
Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1200 mm

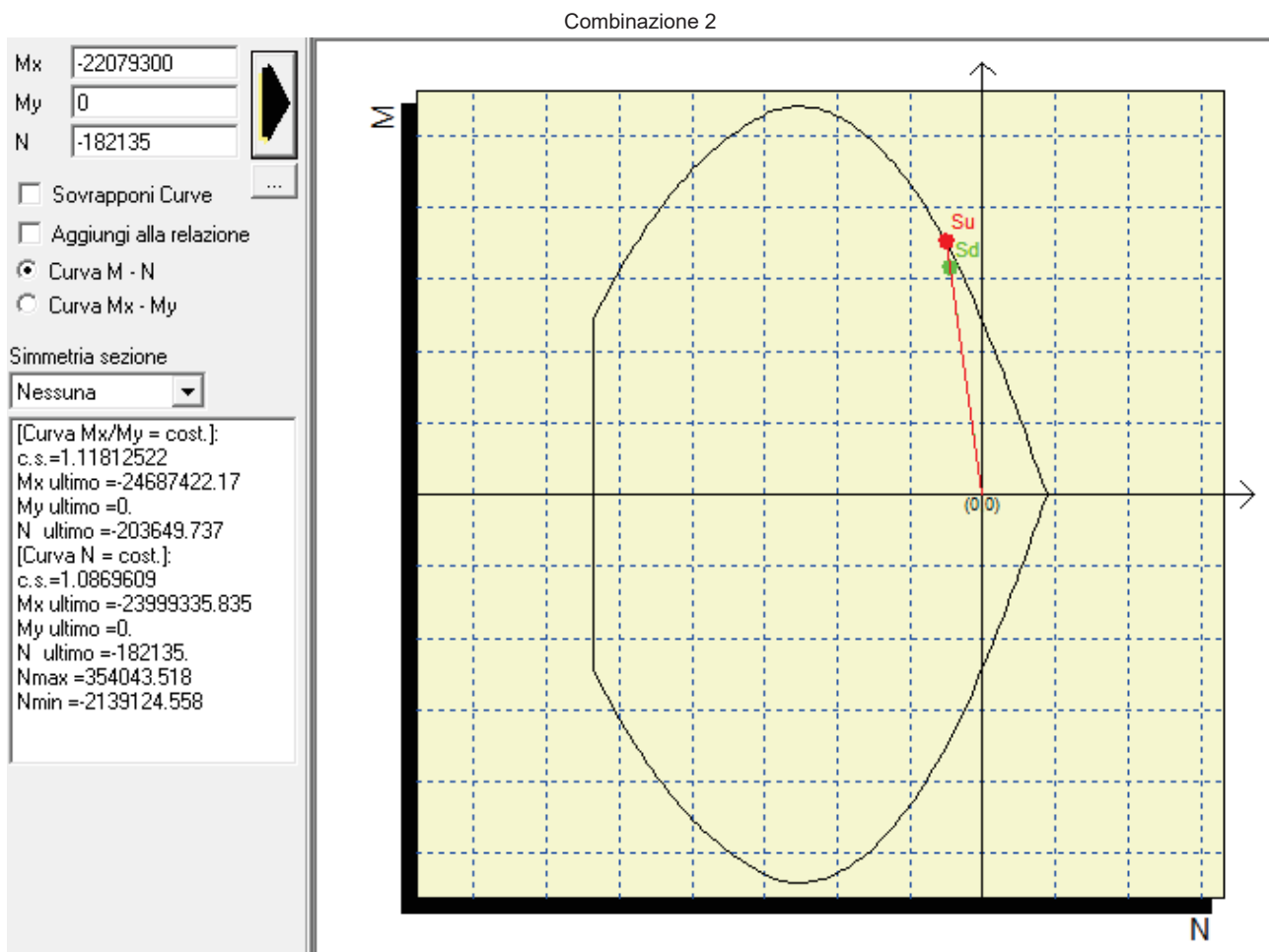
Armatura base: 20 \varnothing 24

Staffe: 2 bracci \varnothing 12/250

Copriferro netto su staffa: 50 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV



Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

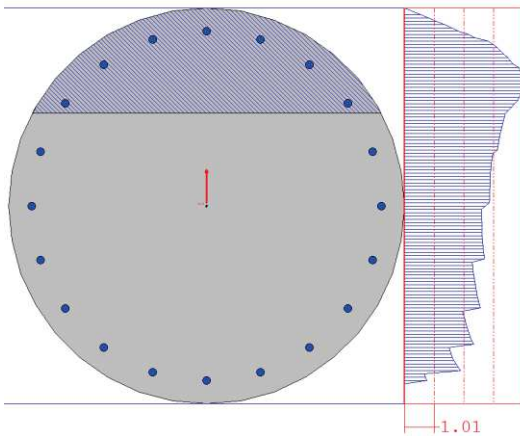
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
2	-24811500.0	0.0	-149968.0	0.0	19131.0	56.34	93.68	55.55	93.8	31.7	31.7

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
2	45.2	45.2	-13.3	349.9	1.5	3913.0	1.15	36097.8	35740.3	non serve armatura a taglio

Acls = 11252.4
sigma,cp = -16.19
fck = 349.9 , fyk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 25
Area staffeX = 9.0478 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 25
Area staffeY = 9.0478 cmq/m
bwX = 55.55 , huX = 93.46
bwY = 55.55 , huY = 93.46
Asl,X = 22.62
Asl,Y = 22.62
Tx = 0 , Ty = 30458



Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 35199.76
VcdY = 35199.76
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 0.87 <= 1
non serve armatura a taglio

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 172792.13
Vrd,max,Y = 172792.13
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.18 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 64738.5
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 64738.5
Ty/VrsdY = 0.47 < 1

Combinazione 2

Figura 56: SLU-SLV- Calcolo taglio resistente - Sezione tra -13.0 e -29.50 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

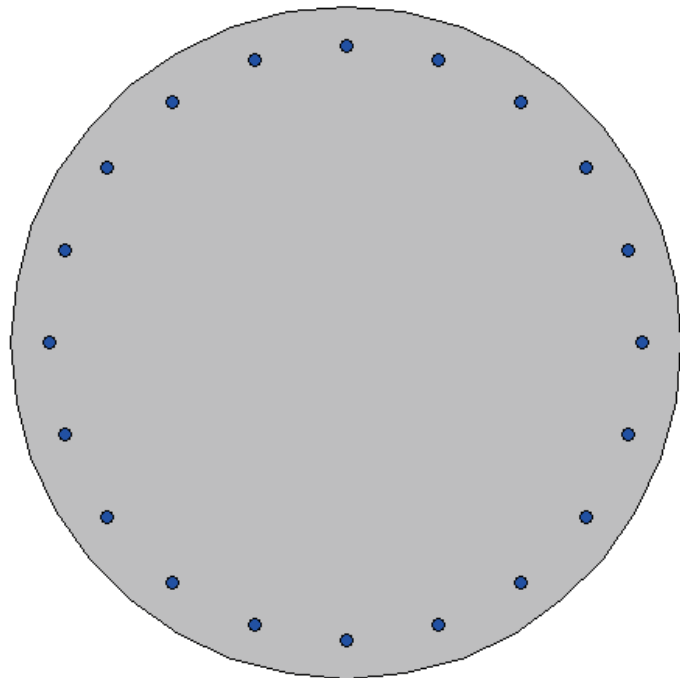
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
4 RARA	-9240500	0	-178975	-101.7	881.2
8 Q.P.	-7781900	0	-170330	-66.7	814.6

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Verifica in combinazione 6 frequente

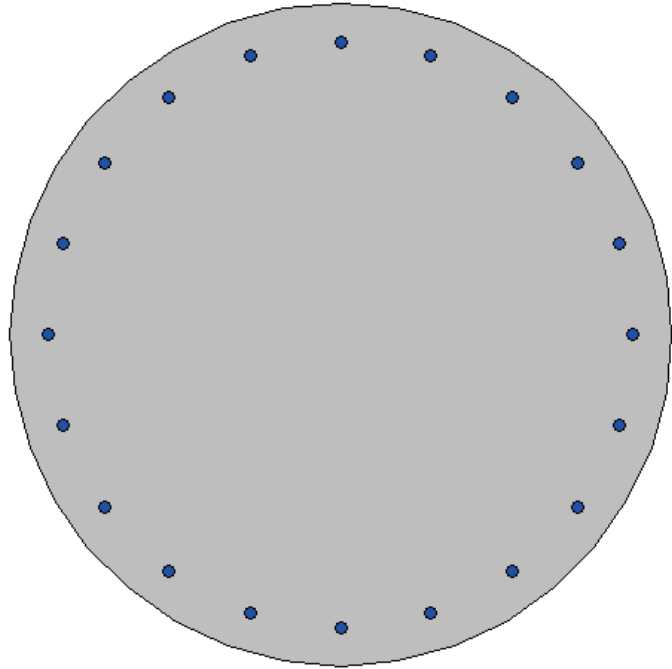
Mx	-8539600		
My	0		
N	-171955		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>	
Interferro	17.8	<input checked="" type="checkbox"/>	
fck	350		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1 Mx = -9411817.8 daNcm My = 0.0 daNcm N = -189518.1 daN Eps,max acciaio = 0.000208			



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

Verifica in combinazione 8 quasi permanente

Mx	-7781900	
My	0	
N	-170330	...
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>
Interferro	17.8	<input checked="" type="checkbox"/>
fck	350	
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1 Mx = -9811470.0 daNcm My = 0.0 daNcm N = -214753.2 daN Eps,max acciaio = 0.000182		



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

9.2.3.4 Verifiche capacità portante

La stabilità ai carichi verticali dei pali di fondazione della gru di banchina viene verificata per i pali della via di corsa lato mare e lato terra. Nei successivi paragrafi si mostreranno le verifiche relative ai due allineamenti considerati.

La resistenza di un palo di fondazione si compone di due aliquote: la resistenza alla punta e la resistenza laterale. Una serie ormai molto ampia di osservazioni presenti in letteratura su pali in vera grandezza di grande diametro mostra che la resistenza laterale di un palo raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti relativamente ridotti, dell'ordine di 1 cm, mentre la resistenza alla punta, al contrario, si mobilita per spostamenti più ampi, proporzionali al diametro del palo e dell'ordine del 25% per i pali trivellati. La progettazione di pali di grande diametro richiede quindi, in buona sostanza, un approccio prestazionale. Nel caso specifico per il palo lato mare la vicinanza dello scavo fa ritenere opportuno trascurare la resistenza laterale del palo fino a -15,00 m da l.m.m., come indicato in Figura 57.

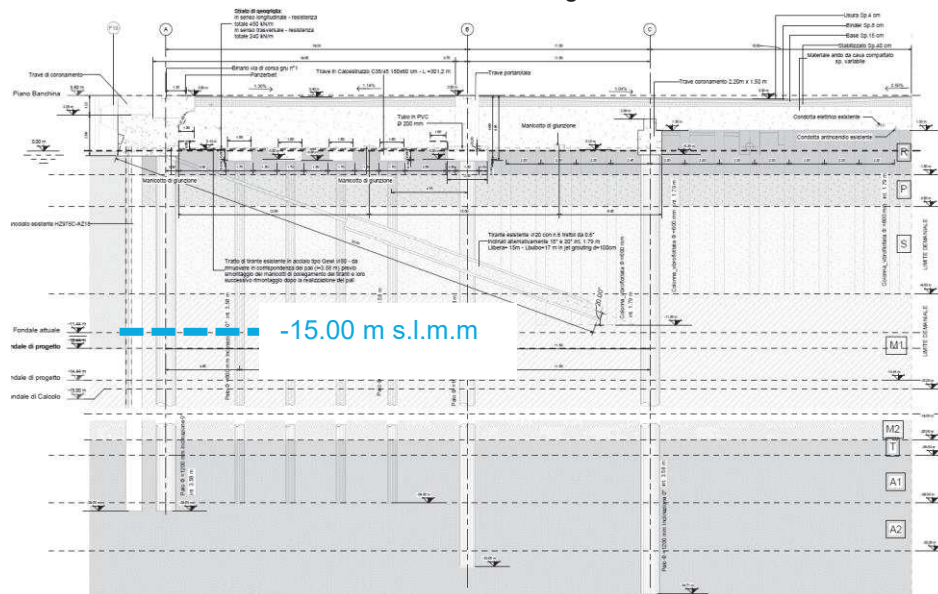


Figura 57 – Deformazioni risultante della trivella e disattivazione del tirante orizzontale

Il carico assiale in testa palo (quota -0.30 m s.l.m.m) risulta:

		SLU	SLV
Paratia esistente HZ975C/AZ18 – $i_{HZ}=1.79$ m	N [kN]	1612	833
	N [kN]	1676	1019

Palancoalato lato mare $\phi 1200 - i=3.58 \text{ m}$			
Sistema Paratia esistente+Palancoalato lato mare	N [kN]	3288	1852

Per la valutazione del carico agente sui pali lato mare si è tenuto conto del fatto che la trave di banchina costituisce un elemento massivo che solidarizza la risposta dei pali in c.a. e del palancoalato metallico. Tale fatto è positivo per i pali, in quanto parte del carico viene sostenuto dal palancoalato, ma negativo per il palancoalato che si trova a dover sopportare una sollecitazione combinata di presso-flessione. La ripartizione dell'azione verticale tra i due elementi strutturali non è banale. Un criterio che è apparso ragionevole è una ripartizione basata sulla resistenza laterale delle due strutture. Dai calcoli si ha che:

- la resistenza laterale del palo, nel tratto efficace tra -14,0 m da l.m.m. a -29,50 m da l.m.m. è pari a circa 2980 kN;
- la resistenza laterale del palancoalato metallico lato monte e lato valle, tra -15,0 m e -29,50 m da l.m.m., è stimabile in 1774 kN.

La somma dei contributi comporta una resistenza pari a $R_d=4754 \text{ kN} > E_d=3288 \text{ kN}$

Nel calcolo della capacità portante è stata trascurata la resistenza del tratto di palo ricadente e della paratia all'interno del cuneo di spinta della paratia. Nel caso specifico si è trascurata la resistenza laterale dei primi 15 m di palo.

Tipo di palo		Trivellato																
Diametro palo	D	1,20	[m]															
Area della punta del palo	A _p	1,13	[m ²]															
Area lat. per unità di lunghezza	A _l	3,77	[m ²]															
Peso specifico palo	γ_{cis}	25,00	[kN/mc]															
Lunghezza del palo	L	29,00	[m]															
Altezza cuneo di spinta	L	15,00	[m]															
n	Unità	da	a	γ	$q_{l,med}$	$q_{l,min}$	$q_{l,k}$	$q_{p,med}$	$q_{p,min}$	$q_{p,k}$	ξ_1	ξ_2	γ_s	γ_b				
		[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	-	-	-				
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35				
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31											
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18											
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34											
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34											
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24											
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36											
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36											
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36											

Unità	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	q _{t,k} [Kpa]	Q _i [kN]	R _{sd} [kN]	q _{p,k} [kPa]	Q _p [kN]	R _{bd} [kN]	W _p [kN]	R _{cd} [kN]
R	0,00	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	0,00	0,00
R	0,50	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
R	1,00	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
P	1,50	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
P	2,00	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
P	2,50	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
P	3,00	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	3,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	4,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	4,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	5,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	5,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	6,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	6,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	7,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	7,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	8,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
S	8,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	9,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	9,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	10,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	10,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	11,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	11,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	12,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	12,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	13,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	13,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	14,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	14,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	0,00
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1319,51
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1382,06
M2	16,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1444,62
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1507,17
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1569,73
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1632,29
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1694,84
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1757,40
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1819,95
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1882,51
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1945,07
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2007,62
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2070,18
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2132,73
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2195,29
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2257,85
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2320,40
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2382,96
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2445,51
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2508,07
T	25,00	20	10	45,24	85,28	74,15	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2573,74
T	25,50	20	10	45,24	85,28	74,15	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2639,41
A1	26,00	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2664,30
A1	26,50	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2689,19
A1	27,00	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2714,08
A1	27,50	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2738,97
A1	28,00	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2763,86
A1	28,50	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2788,75
A2	29,00	20	10	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2813,64
A2	29,50	20	10	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2838,53



Tipo	Paratia		
Area della punta del palo	A_p	0,0354	[m ²]
Area lat. per unità di lunghezza	A_l	3,79	[m ²]
Peso specifico palo	γ_{eis}	78,50	[kN/mc]
Lunghezza del palo	L	29,00	[m]
Altezza cuneo di spinta	L	15,00	[m]

n	Unità	da	a	γ	$q_{l,med}$	$q_{l,min}$	$q_{l,k}$	$q_{p,med}$	$q_{p,min}$	$q_{p,k}$	ξ_1	ξ_2	γ_s	γ_b
		[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	-	-	-
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31							
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18							
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34							
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34							
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24							
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36							
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36							
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36							

Unità	z	γ	γ'	$q_{l,k}$	Q_l	R_{sd}	$q_{p,k}$	Q_p	R_{bd}	W_p	R_{cd}
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0,00	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	0,00	0,00
R	0,50	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
R	1,00	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
P	1,50	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
P	2,00	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
P	2,50	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
P	3,00	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	3,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	4,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	4,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	5,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	5,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	6,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	6,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	7,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	7,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	8,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
S	8,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	9,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	9,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	10,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	10,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	11,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	11,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	12,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	12,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	13,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	13,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	14,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	14,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	63,49	0,00	1,21	0,00
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	35,05
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	105,26

M2	16,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	175,46
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	245,67
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	315,87
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	386,08
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	456,28
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	526,49
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	596,69
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	666,90
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	737,10
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	807,30
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	877,51
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	947,71
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	1017,92
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	1088,12
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	1158,33
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	1228,53
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	1298,74
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	82,13	71,42	1794,00	63,49	0,00	1,21	1368,94
T	25,00	20	10	45,24	85,73	74,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1442,28
T	25,50	20	10	45,24	85,73	74,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1515,61
A1	26,00	19	9	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1547,95
A1	26,50	19	9	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1580,29
A1	27,00	19	9	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1612,63
A1	27,50	19	9	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1644,96
A1	28,00	19	9	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1677,30
A1	28,50	19	9	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1709,64
A2	29,00	20	10	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1741,98
A2	29,50	20	10	20,36	38,58	33,55	1794,00	63,49	0,00	1,21	1774,31

9.2.4 Verifiche strutturali travi di sommità

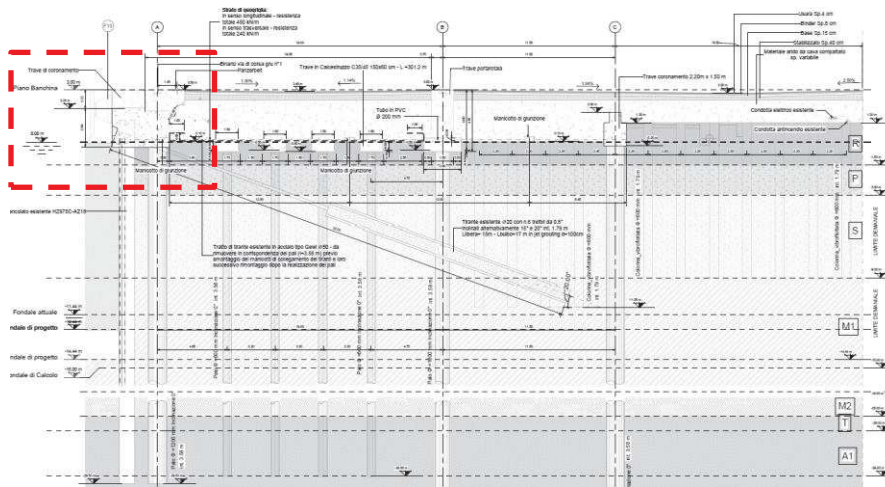


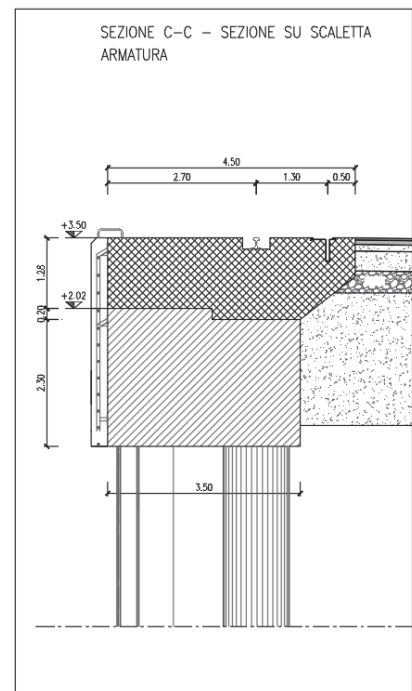
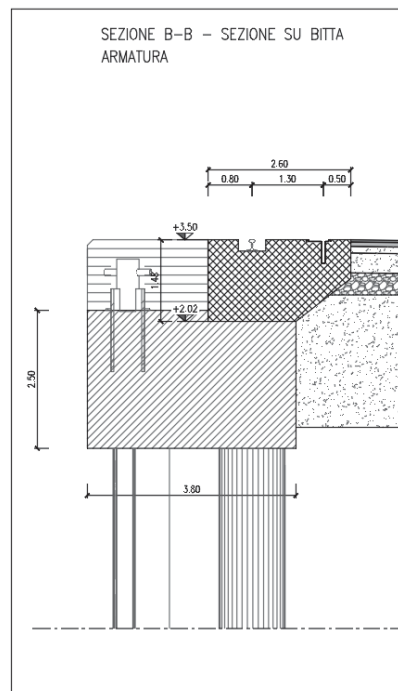
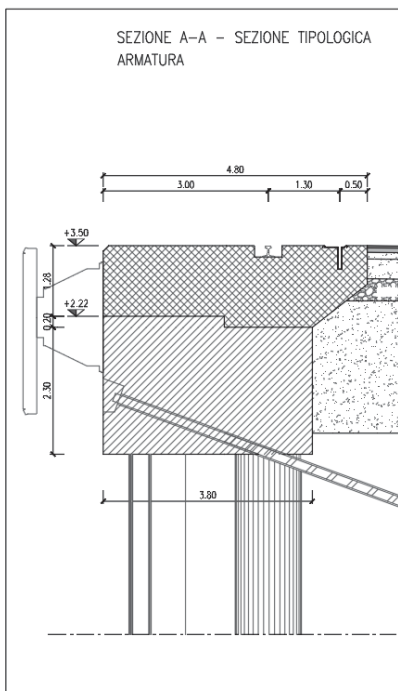
Figura 58: Key – Section.

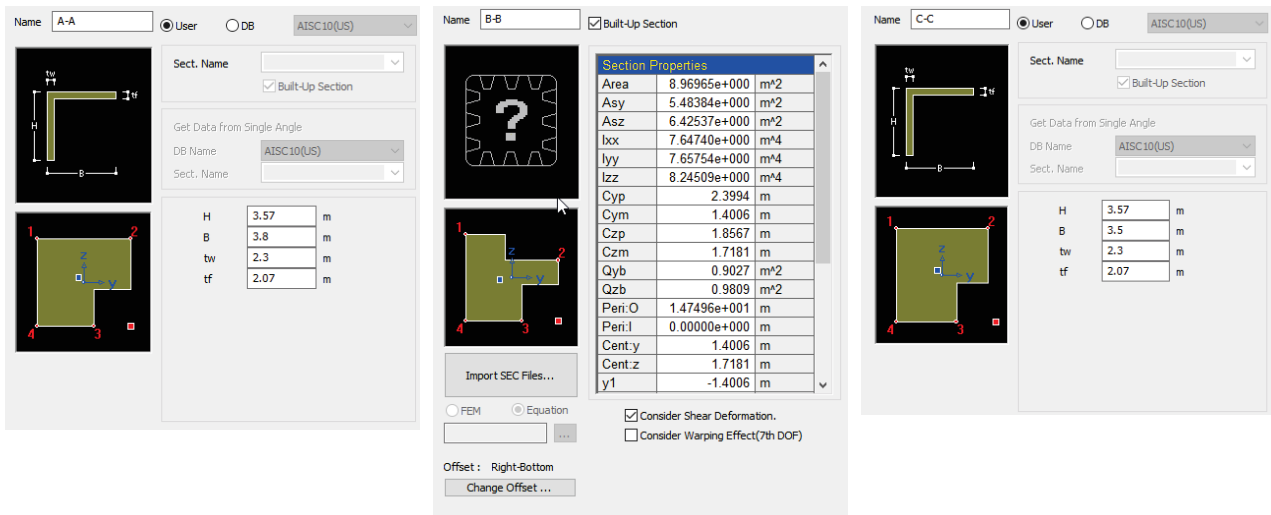
Le verifiche saranno eseguite nel piano orizzontale in quanto le sollecitazioni sul piano verticale sono assorbite direttamente dalla parete combinata. Si considera il tratto di trave $L=42\text{m}$ tra due giunti, e i due tratti immediatamente adiacenti. Si calcolano le sollecitazioni considerando il momento ed il taglio (sul piano orizzontale) per una trave su suolo elastico alla Winkler con molla tale da simulare l'effettiva rigidità orizzontale del sistema trave-parete soggetto alle azioni orizzontali.

Le molle ottenute dall'analisi Plaxis si calcolano nella condizione di carico da urto (pressione di 255 kN/m^2 e spostamento medio orizzontale trave 0.45 m) e valgono:

$$K_w = 255/0.42 = 605\text{ kN/m}^3$$

Per considerare le corrette rigidità le sezioni sono modellate quasi per intero, compreso il contributo della parte di ancoraggio della parete combinata ma al netto della parete frontale schermante e della parte dietro la canale passacavi, come schematizzato nel seguito:





Sez A-A modellata

Sez B-B modellata

Sez C-C modellata

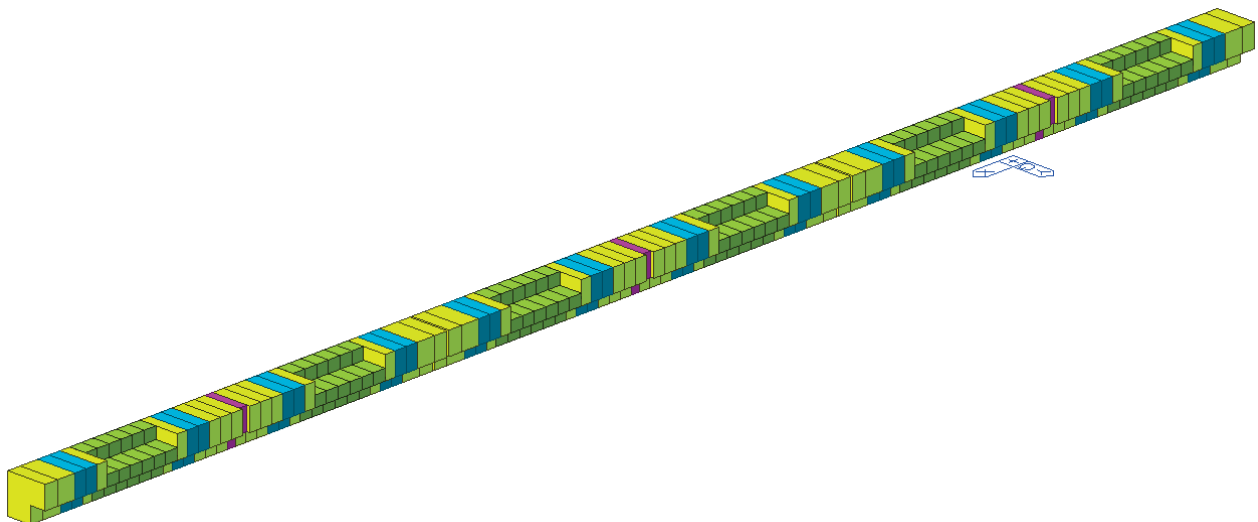


Figura 59: Immagine del modello di calcolo

Le forze applicate sul solo tratto di trave centrale (ipotesi a favore di sicurezza, per massimizzare le sollecitazioni sui giunti e sulla trave), sono:

- Urto: forza distribuita orizzontale di $255 \times 3.8 = 969$ kN/m
- Forza di accosto sui parabordi: 2 forze orizzontali da 1484 kN
- Tiro bitta: forza orizzontale da 1000 kN

9.2.4.1 Diagrammi delle sollecitazioni

Si riportano i diagrammi (in SLE) delle sollecitazioni di taglio e momento flettente sul piano orizzontale.

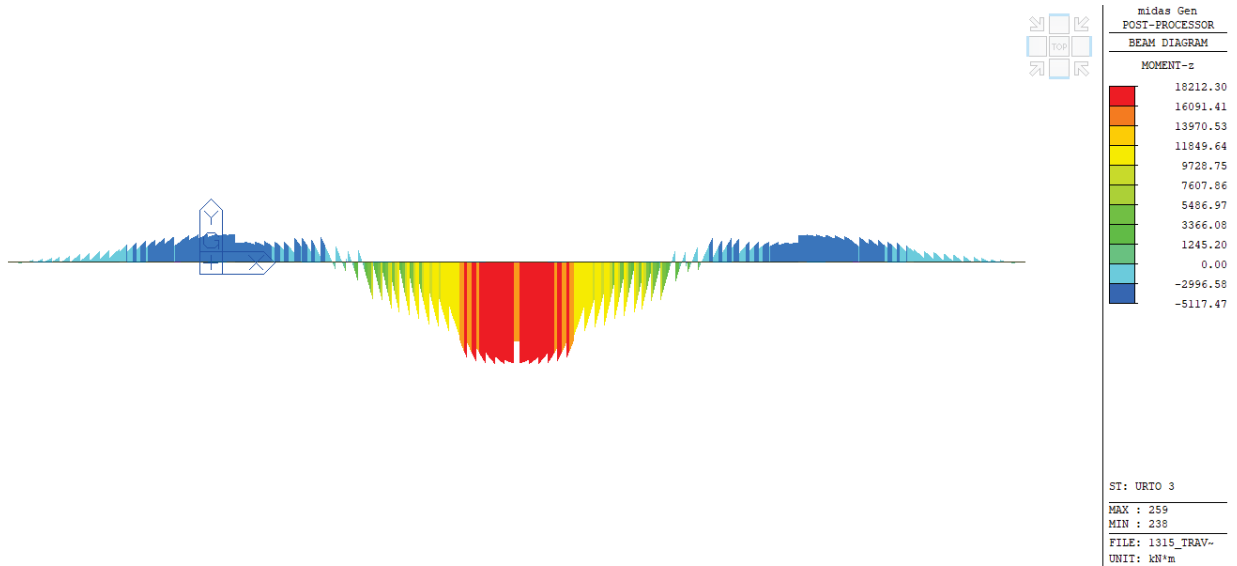


Figura 60: Diagramma momento flettente - Urto

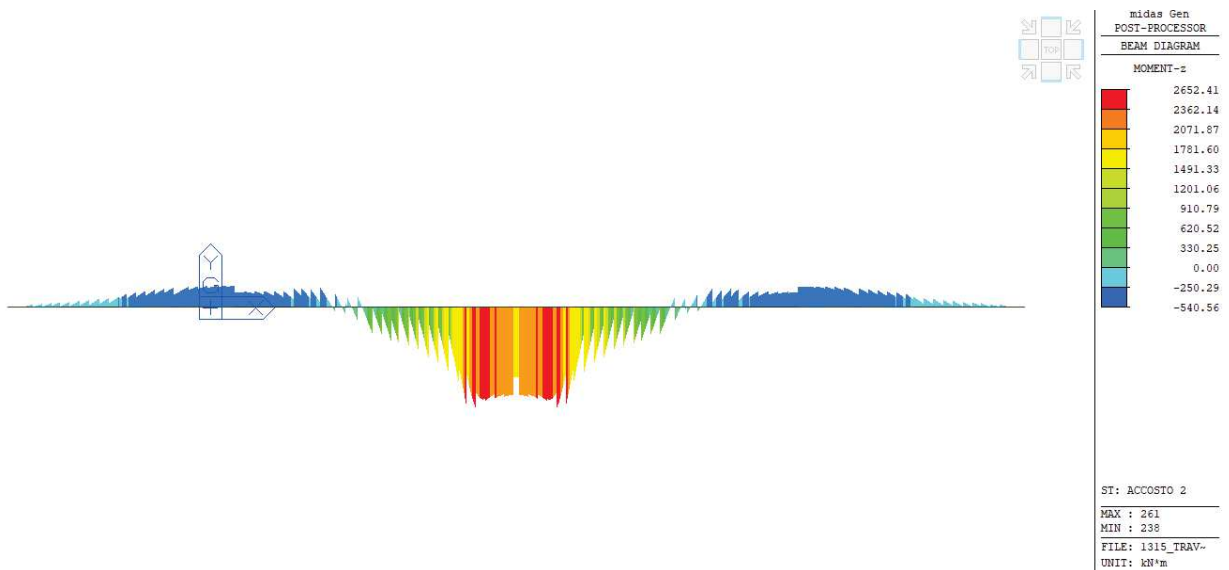


Figura 61: Diagramma momento flettente - Accosto

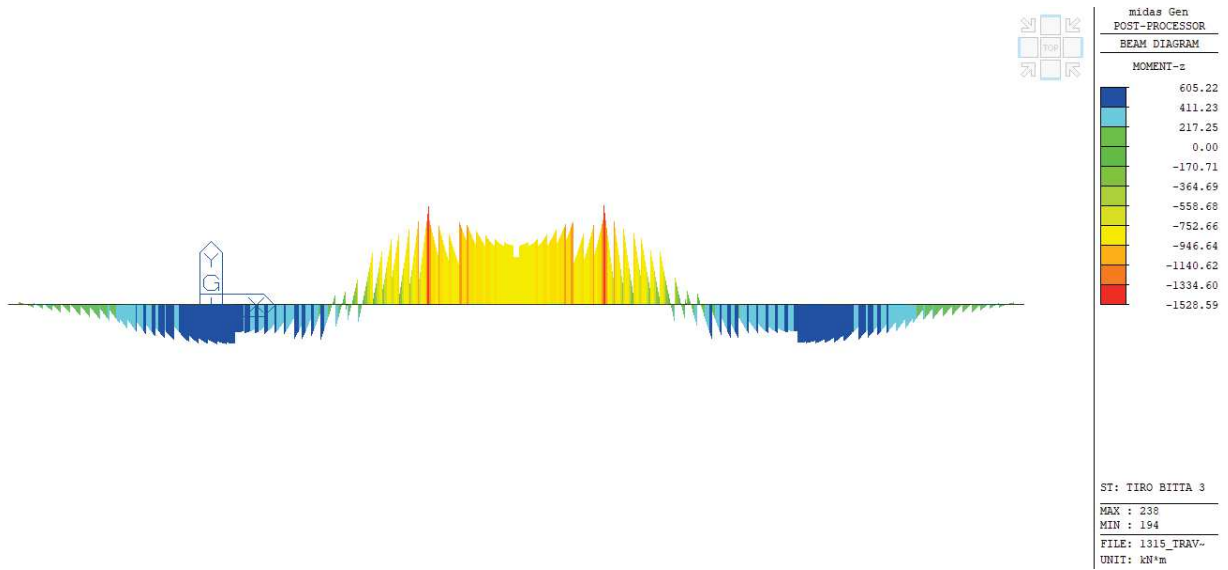


Figura 62: Diagramma momento flettente – Tiro bitta

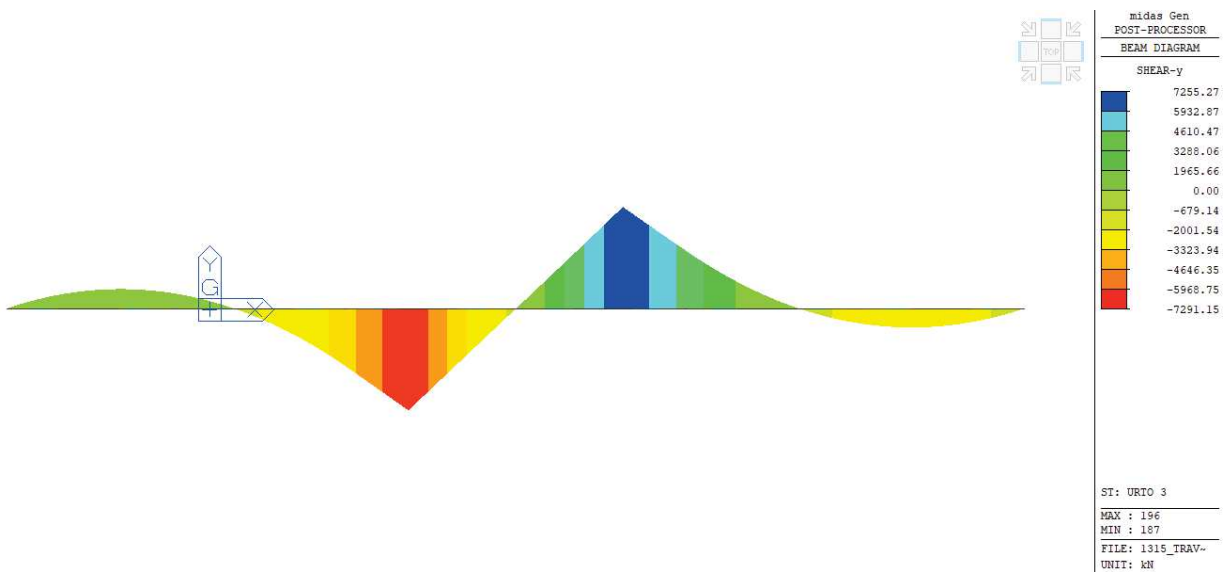


Figura 63: Diagramma taglio - Urto

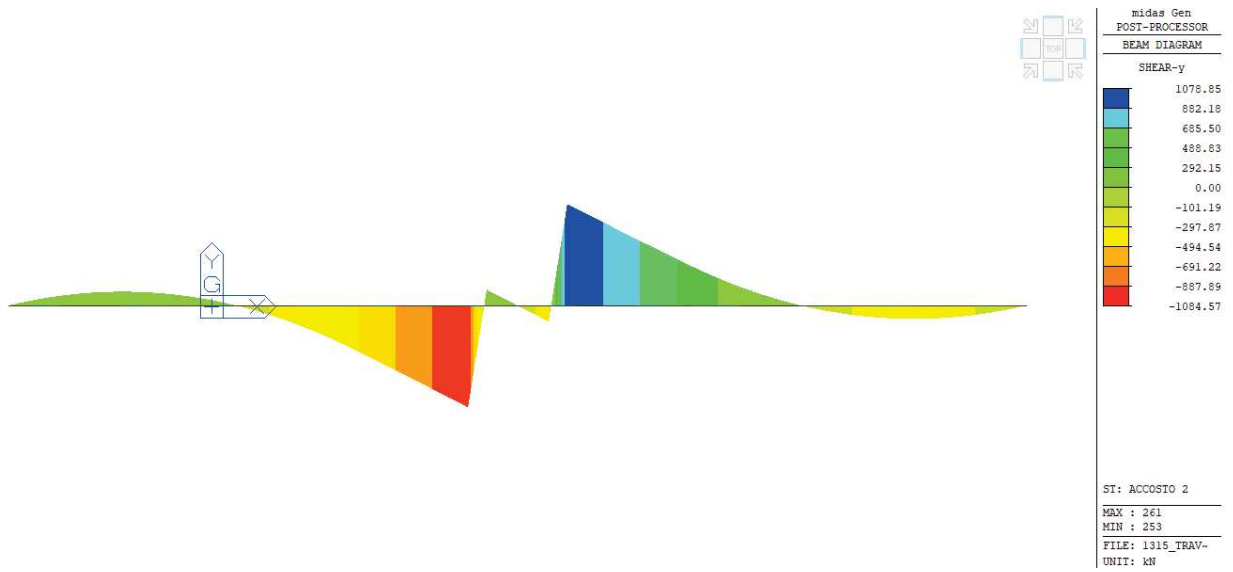


Figura 64: Diagramma taglio - Accosto

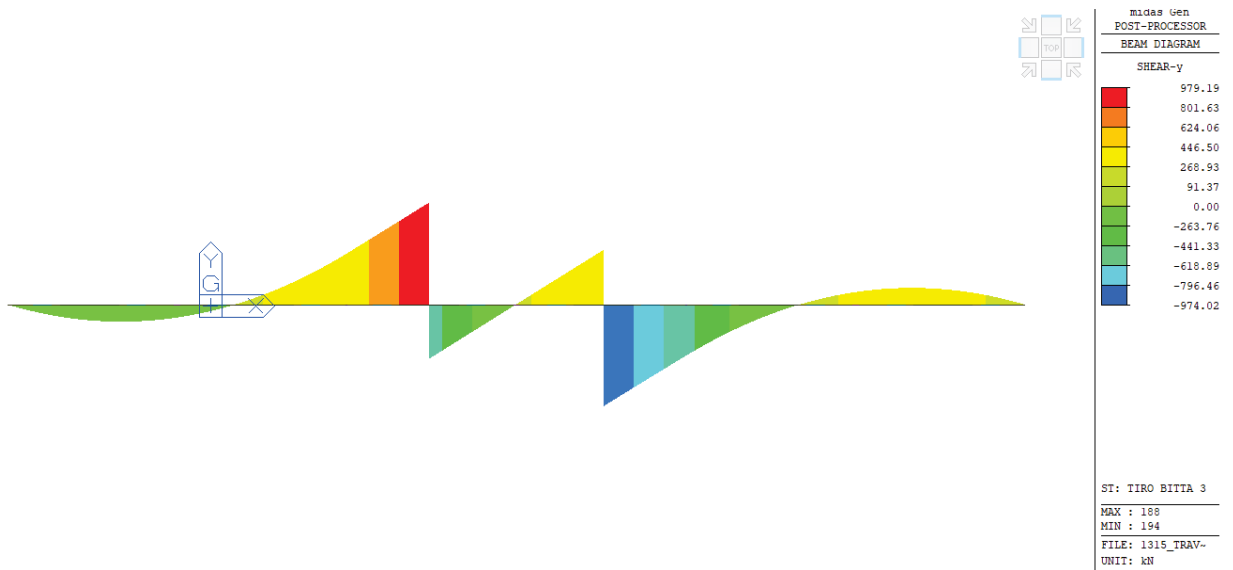


Figura 65: Diagramma taglio – Tiro bitte

9.2.4.2 Verifica sezione A-A

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da:

- Sezione esistente: $\phi 26/120$ superiori e inferiori, $\phi 18/200$ laterali lato mare e lato terra, $\phi 16$ come reggi staffe ove necessario
- Nuova sezione: $\phi 16/200$ distribuiti uniformemente lungo il perimetro

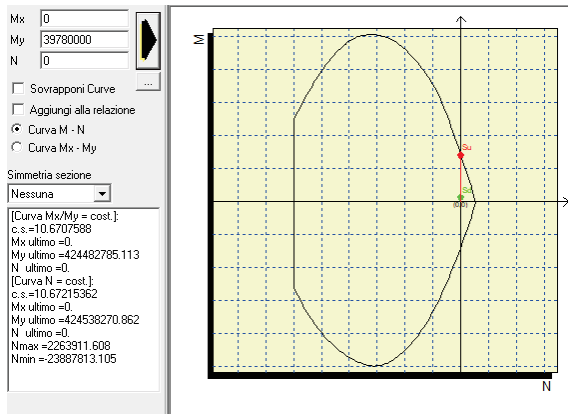
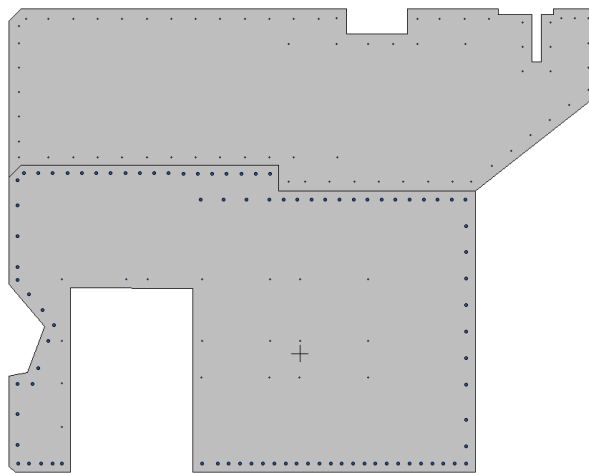
Si riportano nel seguito le verifiche:

Verifiche a flessione in SLU

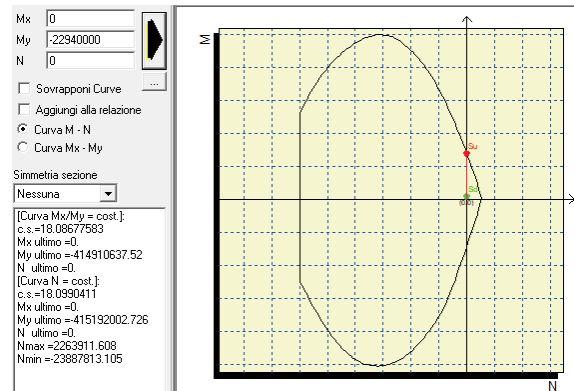
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = $2652 \times 1.5 = 3978$ kNm

Msd (-) = $-1529 \times 1.5 = -2294$ kNm



c.s. = 10.67 > 1



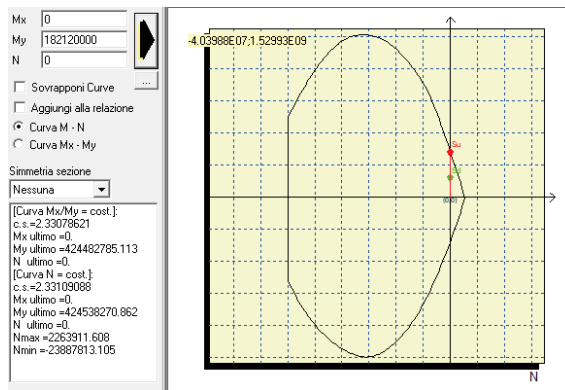
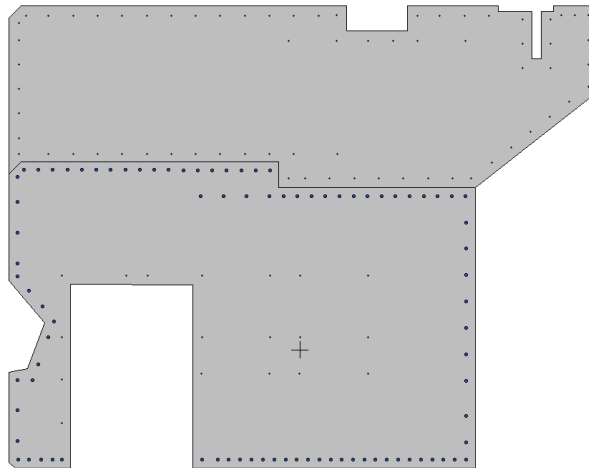
c.s. = 18.09 > 1

Verifiche a flessione in combinazione ECC

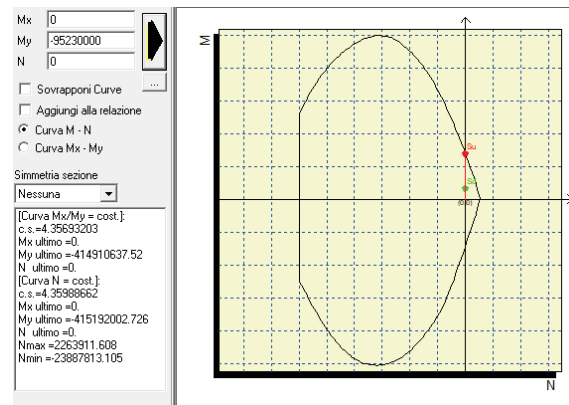
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 18212 kNm

Msd (-) = -9523 kNm



c.s. = 2.33 > 1



c.s. = 4.35 > 1

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd (+)} = 2652 \text{ kNm}$$

$$M_{sd (-)} = -1529 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	26520000	0	-10.0	429.8
2	0	-15290000	0	-7.4	238.0

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

Msd (+) = 2652 kNm

Msd (-) = -1529 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx	0		
My	26520000		
N	0		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	1
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K1	1		
K2	1	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copri ferro	<input type="checkbox"/>		
Interferro	<input type="checkbox"/>		
fck	350		
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			

Sezione non fessurata
 Sigma c max < fctd
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
 Mx = 0.0 daNcm
 My = 265591719.9 daNcm
 N = 0.0 daN
 Eps,max acciaio = 0.000023

La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.8 x3.6 m, armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente) e 2staffe Ø12/200 (Sezione nuova). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 1084 = 1626 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	3600	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	3800	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	9	φ 18 As
Cl:	C35/45		γcls= 1.5		Arm. 2:	6	φ 16 3497
fy=	450	MPa	γacc= 1.15		Arm. 3:	0	φ 0 mmq
fcd=	19.83	MPa			Armatura compressa :		
fyd=	391.3	MPa			Arm. 1:	9	φ 18 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	6	φ 16 3497
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	φ 0 mmq
VEd=	1626	kN			Staffe φ	14	passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	4	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
fck=	35	MPa		d=	3717	mm	k= 1.232
vmin=	0.283			ρ1=	0.000		σcp= 0.000 Mpa
VRd=	3788.7	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Narm=	1368.2	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi				

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	10025.44 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 10025.44 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	41330.36 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.8 x3.6 m, armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente) e 2staffe Ø12/200 (sezione nuova). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SL ECC vale:

$$V_{sd,ECC} = 7291 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)								
DATI INIZIALI SEZIONE								
B=	3600 mm	(base sezione)			Armatura tesa :			
H=	3800 mm	(altezza sezione)			Arm. 1:	9 ϕ	18	As
Cls:	C35/45	$\gamma_{cls}=$	1.5		Arm. 2:	6 ϕ	16	3497
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}=$	1.15		Arm. 3:	0 ϕ	0	mmq
fcd=	19.83 MPa				Armatura compressa :			
$f_{yd}=$	391.3 MPa				Arm. 1:	9 ϕ	18	A's
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)			Arm. 2:	6 ϕ	16	3497
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0 ϕ	0	mmq
VEd=	7291 kN				Staffe ϕ	14	passo:	200 mm
N=	0 kN	(positivo: trazione)			N° braccia:	4		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)								
fck=	35 MPa		d=	3717 mm		k=	1.232	
$v_{min}=$	0.283		$\rho_1=$	0.000		$\sigma_{cp}=$	0.000 Mpa	
VRd=	3788.7 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO						
Narm=	1368.2 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi						
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)								
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)			
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00				
VRsd=	10025.44 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 10025.44 kN >VEd: VERIFICATO					
VRcd=	41330.36 kN	(resistenza della biella di cls)						

9.2.4.3 Verifica sezione B-B

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da:

- Sezione esistente: $\phi 26/120$ superiori e inferiori, $\phi 18/200$ laterali lato mare e lato terra, $\phi 16$ come reggi staffe ove necessario
- Nuova sezione: $\phi 16/200$ distribuiti uniformemente lungo il perimetro

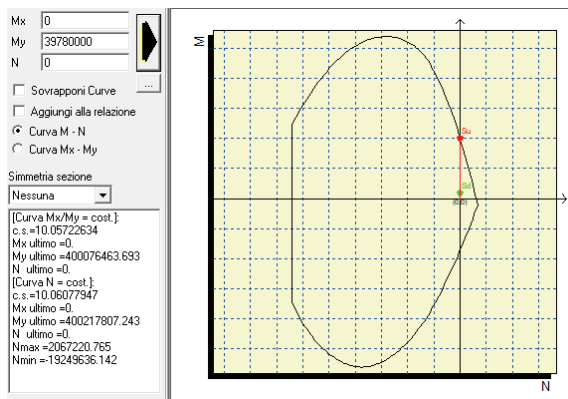
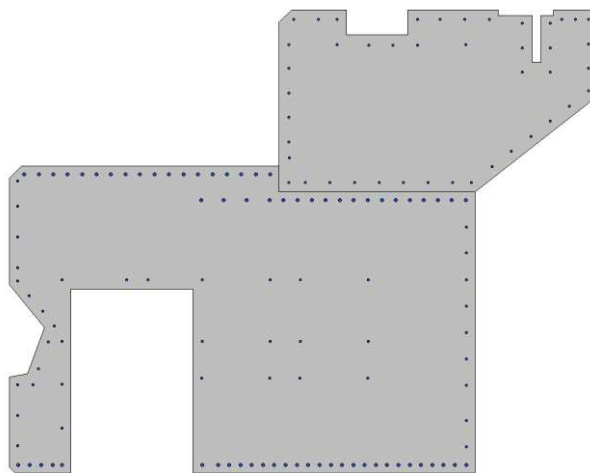
Si riportano nel seguito le verifiche:

Verifiche a flessione in SLU

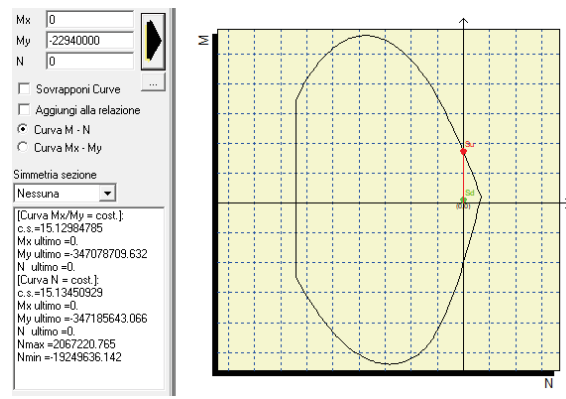
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = $2652 \times 1.5 = 3978$ kNm

Msd (-) = $-1529 \times 1.5 = -2294$ kNm



c.s. = 10.06 > 1



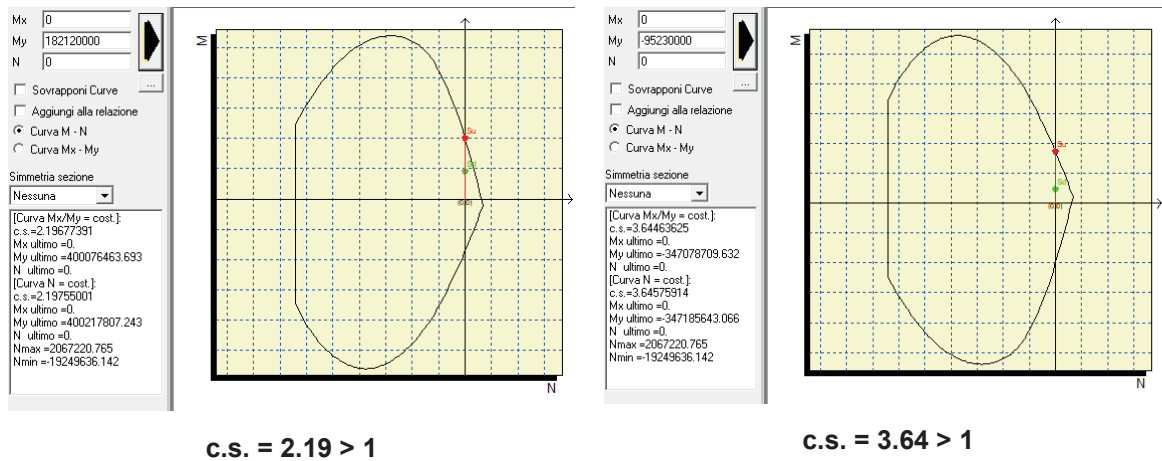
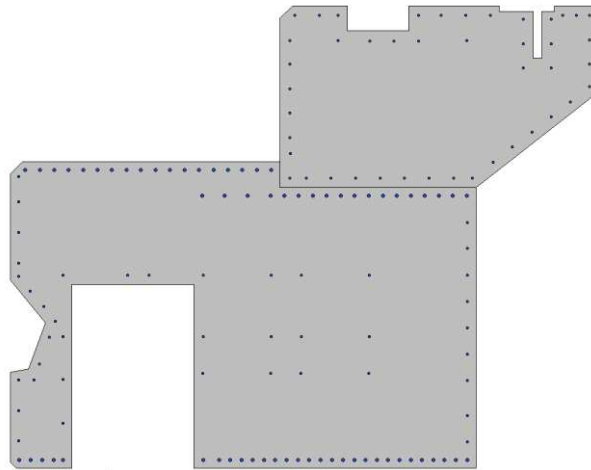
c.s. = 15.13 > 1

Verifiche a flessione in combinazione ECC

Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 18212 kNm

Msd (-) = -9523 kNm



Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd} (+) = 2652 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} (-) = -1529 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	26520000	0	-15.0	417.0
2	0	-15290000	0	-8.8	281.5

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

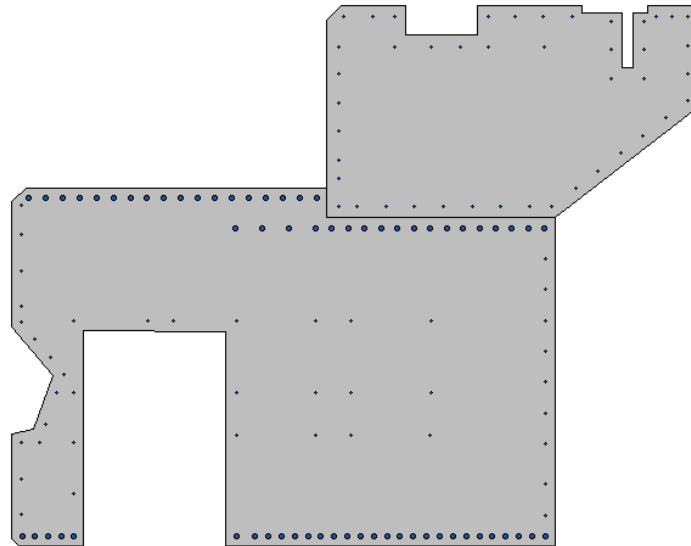
Msd (+) = 2652 kNm

Msd (-) = -1529 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx	0		
My	26520000		
N	0		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	1
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	1		
K 2	1	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copri ferro	0	<input type="checkbox"/>	
Interferro	0	<input type="checkbox"/>	
fck	350		
<input type="radio"/> DM 96	<input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
Mx = 0.0 daNcm
My = 227803088.3 daNcm
N = 0.0 daN
Eps,max acciaio = 0.000027



La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera resistente al taglio la sola sezione rettangolare esistente 3.8 x 2.5 m armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 1084 = 1626 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	2500	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	3800	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	9	18 As
Cl:	C35/45		$\gamma_{cls} =$	1.5	Arm. 2:	0	0 2290
f _y =	450	MPa	$\gamma_{acc} =$	1.15	Arm. 3:	0	0 mmq
f _{cd} =	19.83	MPa			Armatura compressa :		
f _{yd} =	391.3	MPa			Arm. 1:	9	18 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0	0 2290
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	0 mmq
V _{Ed} =	1626	kN			Staffe ϕ	18	passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
f _{ck} =	35	MPa	d=	3713	mm	k=	1.232
v _{min} =	0.283		$\rho_1 =$	0.000		$\sigma_{cp} =$	0.000 Mpa
V _{Rd} =	2628.6	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
N _{arm} =	896.2	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi				

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	8277.42 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 8277.42 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	28670.75 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera resistente al taglio la sola sezione rettangolare esistente 3.8 x 2.5 m armata con 2staffe $\varnothing 18/200$ (sezione esistente). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SL ECC vale:
 $V_{sd,ECC} = 7291$ kN

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)					
DATI INIZIALI SEZIONE					
B=	2500 mm	(base sezione)	Armatura tesa :		
H=	3800 mm	(altezza sezione)	Arm. 1:	9 ϕ	18 As
Clc:	C35/45	$\gamma_{cls}=$ 1.5	Arm. 2:	0 ϕ	0 2290
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}=$ 1.15	Arm. 3:	0 ϕ	0 mmq
$f_{cd}=$	19.83 MPa		Armatura compressa :		
$f_{yd}=$	391.3 MPa		Arm. 1:	9 ϕ	18 A's
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)	Arm. 2:	0 ϕ	0 2290
Sollecitazioni:			Arm. 3:	0 ϕ	0 mmq
VEd=	7291 kN		Staffe ϕ	18	passo: 200 mm
N=	0 kN	(positivo: trazione)	N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)					
$f_{ck}=$	35 MPa		d=	3713 mm	k= 1.232
$v_{min}=$	0.283		$\rho_1=$	0.000	$\sigma_{cp}=$ 0.000 Mpa
VRd=	2628.6 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
Narm=	896.2 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi			
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	8277.42 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 8277.42 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	28670.75 kN	(resistenza della biella di cls)			

9.2.4.4 Verifica sezione C-C

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da:

- Sezione esistente: $\phi 26/120$ superiori e inferiori, $\phi 18/200$ laterali lato mare e lato terra, $\phi 16$ come reggi staffe ove necessario
- Nuova sezione: $\phi 16/200$ distribuiti uniformemente lungo il perimetro

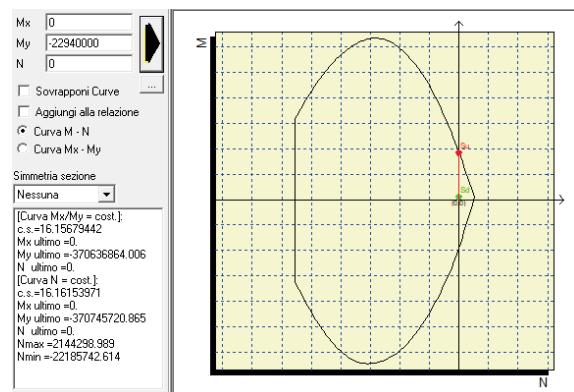
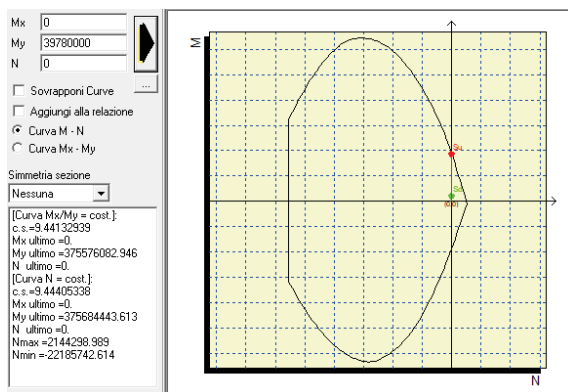
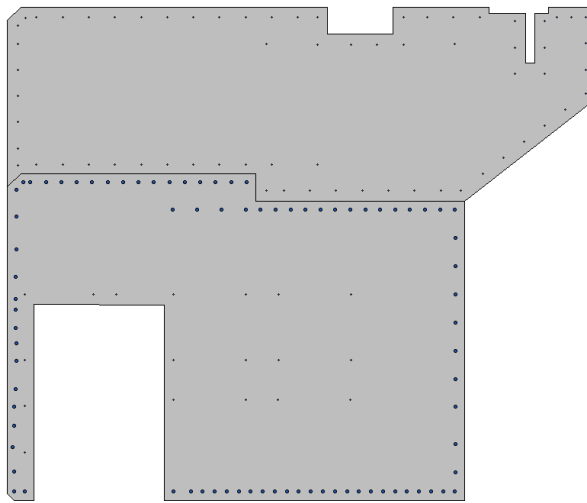
Si riportano nel seguito le verifiche:

Verifiche a flessione in SLU

Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = $2652 \times 1.5 = 3978$ kNm

Msd (-) = $-1529 \times 1.5 = -2294$ kNm

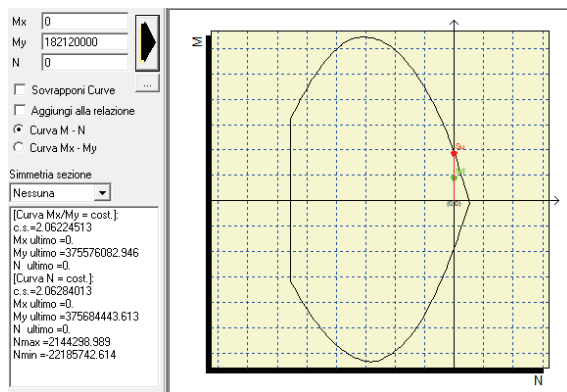
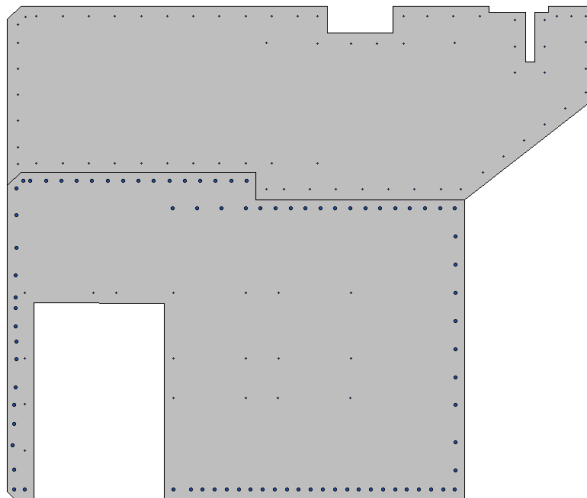


Verifiche a flessione in combinazione ECC

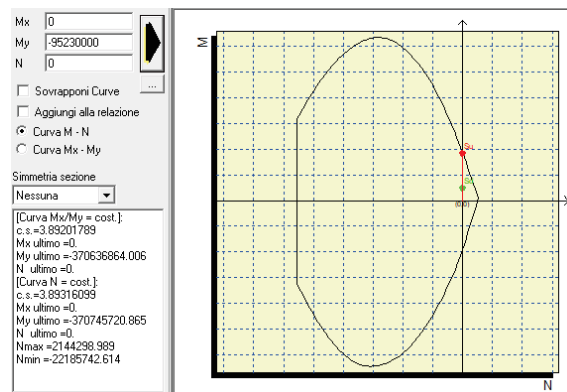
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 18212 kNm

Msd (-) = -9523 kNm



c.s. = 2.06 > 1



c.s. = 3.89 > 1

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd (+)} = 2652 \text{ kNm}$$

$$M_{sd (-)} = -1529 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	26520000	0	-13.9	508.5
2	0	-15290000	0	-8.5	263.1

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

Msd (+) = 2652 kNm

Msd (-) = -1529 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx: 0

My: 26520000

N: 0

Es/Ec: 15 Molt. diametro: 7.5

Passo (cm): 0.5 Rid. zona tesa: 1

Beta 1: 1 Beta 2: 0.8

K1: 1

K2: 1

fct: 32.1

fct,sr: 32.1

Copri ferro:

Interferro:

fck: 350

DM 96 EC2

Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata

Sigma c max < fctd

Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1

Mx = 0.0 daNcm

My = 219727169.2 daNcm

N = 0.0 daN

Eps,max acciaio = 0.000028

La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.5 x3.6 m, armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente) e 2staffe Ø12/200 (Sezione nuova). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 1084 = 1626 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)								
DATI INIZIALI SEZIONE								
B=	3600	mm	(base sezione)		Armatura tesa :			
H=	3500	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	9	φ	18 As
Cl:	C35/45		γcls=	1.5	Arm. 2:	6	φ	16 3497
fy=	450	MPa	γacc=	1.15	Arm. 3:	0	φ	0 mmq
fcd=	19.83	MPa			Armatura compressa :			
fyd=	391.3	MPa			Arm. 1:	9	φ	18 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	6	φ	16 3497
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	φ	0 mmq
VEd=	1626	kN			Staffe φ	14	passo:	200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	4		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)								
fck=	35	MPa	d=	3417	mm	k=	1.242	
vmin=	0.287		ρ1=	0.000		σcp=	0.000	Mpa
VRd=	3525.3	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO					
Narm=	1368.2	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi					

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	9216.28 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 9216.28 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	37994.58 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.5 x3.6 m, armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente) e 2staffe Ø12/200 (sezione nuova). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SL ECC vale:

$$V_{sd,ECC} = 7291 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)								
DATI INIZIALI SEZIONE								
B=	3600 mm	(base sezione)			Armatura tesa :			
H=	3500 mm	(altezza sezione)			Arm. 1:	9 ϕ	18	As
Cls:	C35/45	$\gamma_{cls}=$	1.5		Arm. 2:	6 ϕ	16	3497
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}=$	1.15		Arm. 3:	0 ϕ	0	mmq
fcd=	19.83 MPa				Armatura compressa :			
$f_{yd}=$	391.3 MPa				Arm. 1:	9 ϕ	18	A's
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)			Arm. 2:	6 ϕ	16	3497
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0 ϕ	0	mmq
VEd=	7291 kN				Staffe ϕ	14	passo:	200 mm
N=	0 kN	(positivo: trazione)			N° braccia:	4		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)								
fck=	35 MPa		d=	3417 mm		k=	1.242	
$v_{min}=$	0.287		$\rho_1=$	0.000		$\sigma_{cp}=$	0.000 Mpa	
VRd=	3525.3 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO						
Narm=	1368.2 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi						
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)								
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)			
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00				
VRsd=	9216.28 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 9216.28 kN >VEd: VERIFICATO					
VRcd=	37994.58 kN	(resistenza della biella di cls)						

9.2.4.5 Verifica sezione con pozzetto panzerbelt

Trattandosi di un pozzetto di dimensioni significative, ossia 1x2.5x1.5 m, si esegue la verifica della sezione cautelativamente eliminando l'ingombro del pozzetto.

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da:

- Sezione esistente: $\phi 26/120$ superiori e inferiori, $\phi 18/200$ laterali lato mare e lato terra, $\phi 16$ come reggi staffe ove necessario
- Nuova sezione: $\phi 16/200$ distribuiti uniformemente lungo il perimetro

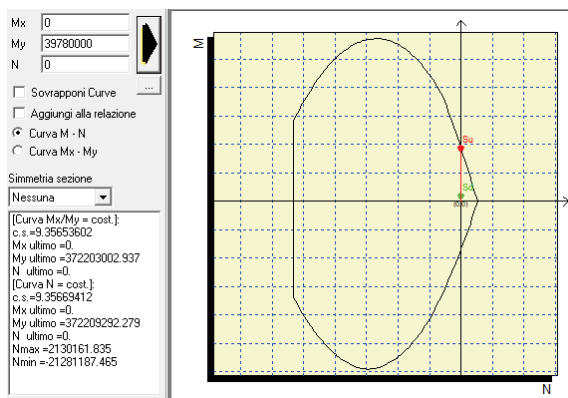
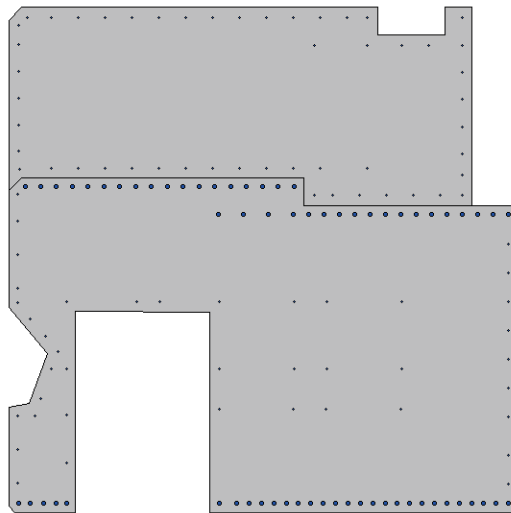
Si riportano nel seguito le verifiche:

Verifiche a flessione in SLU

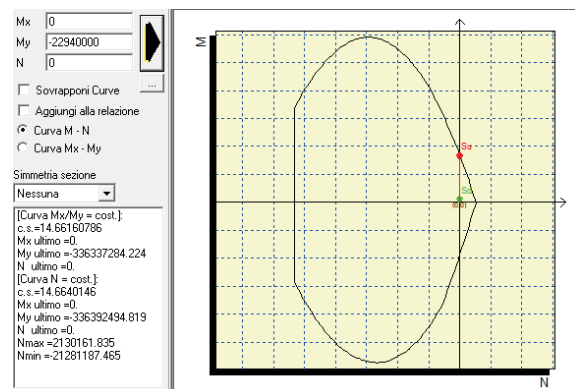
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = $2652 \times 1.5 = 3978$ kNm

Msd (-) = $-1529 \times 1.5 = -2294$ kNm



c.s. = 9.36 > 1



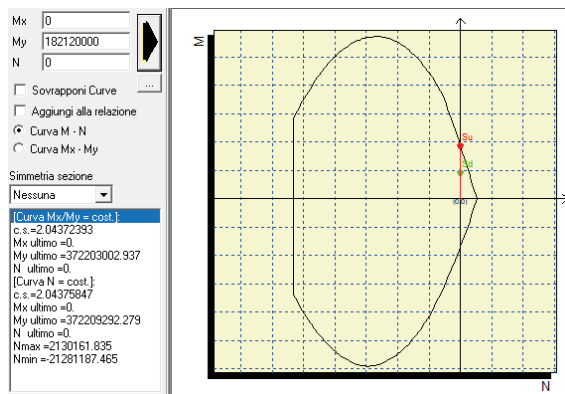
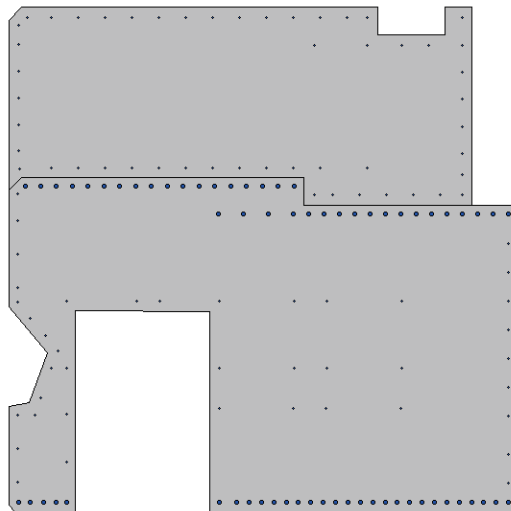
c.s. = 14.66 > 1

Verifiche a flessione in combinazione ECC

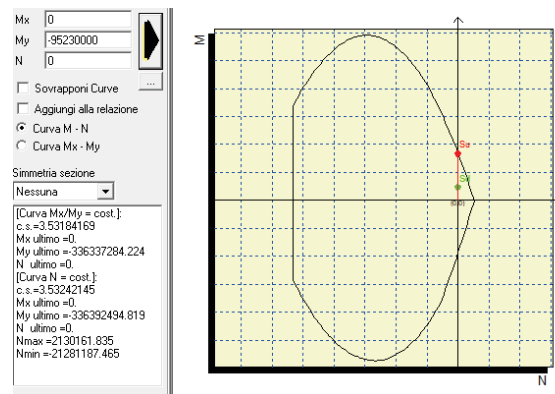
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 18212 kNm

Msd (-) = -9523 kNm



c.s. = 2.04 > 1



c.s. = 3.53 > 1

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd} (+) = 2652 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} (-) = -1529 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	26520000	0	-13.7	415.7
2	0	-15290000	0	-8.0	272.8

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

Msd (+) = 2652 kNm

Msd (-) = -1529 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx: 0

My: 26520000

N: 0

Es/Ec: 15 Molt. diametro: 7.5

Passo (cm): 0.5 Rid. zona tesa: 1

Beta 1: 1 Beta 2: 0.8

K1: 1

K2: 1

fct: 32.1

fct,sr: 32.1

Copri ferro:

Interferro:

fck: 350

DM 96 EC2

Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
Mx = 0.0 daNcm
My = 237011144.0 daNcm
N = 0.0 daN
Eps,max acciaio = 0.000026

La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.5 x3.6 m, armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente) e 2staffe Ø12/200 (Sezione nuova). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 1084 = 1626 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	3600	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	3500	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	9	18 As
Cl:	C35/45		$\gamma_{cls} = 1.5$		Arm. 2:	6	16 3497
fy=	450	MPa	$\gamma_{acc} = 1.15$		Arm. 3:	0	0 mmq
fcd=	19.83	MPa			Armatura compressa :		
fyd=	391.3	MPa			Arm. 1:	9	18 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	6	16 3497
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	0 mmq
VEd=	1626	kN			Staffe ϕ	14	passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	4	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
fck=	35	MPa		d=	3417	mm	k= 1.242
vmin=	0.287			$\rho_1 =$	0.000		$\sigma_{cp} = 0.000$ Mpa
VRd=	3525.3	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Narm=	1368.2	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi				

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	9216.28 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 9216.28 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	37994.58 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.5 x3.6 m, armata con 2staffe Ø18/200 (sezione esistente) e 2staffe Ø12/200 (sezione nuova). La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SL ECC vale:

$$V_{sd,ECC} = 7291 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	3600 mm	(base sezione)			Armatura tesa :		
H=	3500 mm	(altezza sezione)			Arm. 1:	9 ϕ	18 As
Cls:	C35/45	$\gamma_{cls}=$	1.5		Arm. 2:	6 ϕ	16 3497
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}=$	1.15		Arm. 3:	0 ϕ	0 mmq
fcd=	19.83 MPa				Armatura compressa :		
f _{yd} =	391.3 MPa				Arm. 1:	9 ϕ	18 A's
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)			Arm. 2:	6 ϕ	16 3497
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0 ϕ	0 mmq
VEd=	7291 kN				Staffe ϕ	14	passo: 200 mm
N=	0 kN	(positivo: trazione)			N° braccia:	4	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
f _{ck} =	35 MPa		d=	3417 mm		k=	1.242
v _{min} =	0.287		$\rho_1=$	0.000		$\sigma_{cp}=$	0.000 Mpa
VRd=	3525.3 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO					
N _{arm} =	1368.2 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi					
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)							
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)		
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00			
VRsd=	9216.28 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 9216.28 kN >VEd: VERIFICATO				
VRcd=	37994.58 kN	(resistenza della biella di cls)					

9.2.4.6 Verifica spinotti di collegamento tra trave esistente e sopraelevazione

La trave esistente viene collegata alla trave di sopraelevazione mediante l'inghisaggio di barre di armatura con resina epossidica.

Tali spinotti vengono dimensionati affinché siano in grado di trasferire l'azione eccezionale dell'urto dalla sezione nuova a quella esistente o viceversa.

L'azione dell'urto agente sulla nuova sezione è pari a:

$$V_{ECC} = 255 \text{ kN/m}^2 \times 1.28 \text{ m} = 326.4 \text{ kN/m}$$

Mentre l'azione dell'urto agente sulla sezione esistente è pari a:

$$V_{ECC} = 255 \text{ kN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 637.5 \text{ kN/m}$$

Considerando l'inghisaggio di 6Ø24 disposti a passo 50 cm, la massima azione agente sul singolo spinotto è pari a:

$$V_{sd} = 637.5 \times 0.5 / 6 = 53.12 \text{ kN}$$

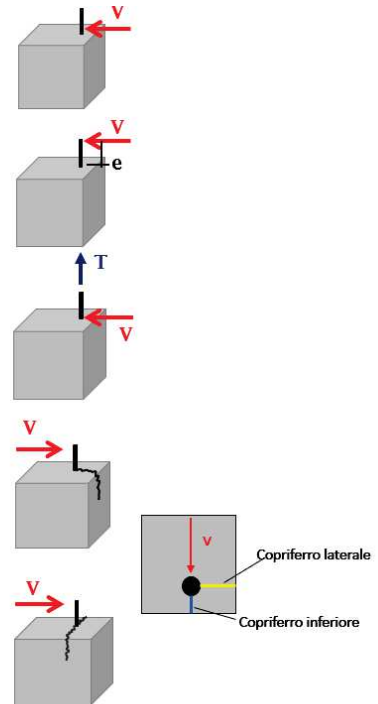
Segue la verifica dello spinotto:

DATI

Dimensione del pilastro nella direzione del taglio sollecitante	b	600 mm
Base netta del pilastro nella direzione del taglio sollecitante	b_{ct}	0 mm
Classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45
Distanza dello spinotto dal bordo della sezione nella direzione del taglio sollecitante	c	300 mm
Diametro staffe pilastro	d_s	Ø 12 [mm]
Numero di braccia delle staffe del pilastro nella direzione del taglio sollecitante	b_s	2
Passo delle staffe nel pilastro	s	200 mm
Trascura la resistenza delle staffe		no
Numero di spinotti	n_s	1
Diametro dello spinotto	d_b	Ø 24 [mm]
Spessore del cuscinetto in neoprene	e	0 mm
Tensione caratteristica di snervamento dello spinotto	f_{yk}	450 N/mm ²
Tensione precarico spinotto	σ_s	0 N/mm ²
Tipo spinotto		Ferro da calcestruzzo armato
Taglio sollecitante	V_{ed}	53.1 kN

TEORIA DI TASSIOS-VINTELEOU

1	Collasso di tipo duttile per snervamento della barra e contemporaneo collasso del calcestruzzo, quando la barra agisce contro il nucleo di calcestruzzo	$V_{Rd} = 1.3 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}$	$V_{Rd} = 73.9 \text{ kN}$
2	Collasso di tipo duttile per snervamento della barra e contemporaneo collasso del calcestruzzo, quando la barra agisce contro il nucleo di calcestruzzo e il carico è eccentrico	$V_{Rd}^2 + (10 \cdot f_{cc} \cdot d_b \cdot e) \cdot V_{Rd} - 1.7 \cdot d_b^4 \cdot f_{cc} \cdot f_y = 0$	$V_{Rd} = 79.5 \text{ kN}$
3	Collasso di tipo duttile per snervamento della barra e contemporaneo collasso del calcestruzzo, quando la barra è soggetta alla tensione di trazione α agisce contro il nucleo	$V_{Rd} = d_b^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_y \cdot (1 - \alpha^2)}$ $\alpha = \frac{\sigma_s}{f_y}$	$V_{Rd} = 74.7 \text{ kN}$
4	Collasso di tipo fragile, quando la barra agisce contro il copriferro: bottom splitting (la rottura fragile è impedita dallo snervamento delle staffe del pilastro)	$V_{Rd} = 5 \cdot d_b \cdot c \cdot f_{ct} \cdot \frac{c}{0.66 \cdot c + d_b}$	$V_{Rd} = 89.4 \text{ kN}$ cls 76.1 kN staffe 13.3 kN
5	Collasso di tipo fragile, quando la barra agisce contro il copriferro: side splitting (la rottura fragile è impedita dallo snervamento delle staffe del pilastro)	$V_{Rd} = 2 \cdot d_b \cdot b_{ct} \cdot f_{ct}$	$V_{Rd} = 141.7 \text{ kN}$ cls 43.2 kN staffe 98.4 kN



VERIFICA DELLA CONNESSIONE

VERIFICA CNR 10025/84 (Rasmussen)

V_{Rd} del singolo spinotto 68.2 kN

V_{Rd} della connessione 68.2 kN

$V_{ed} \leq V_{Rd}$

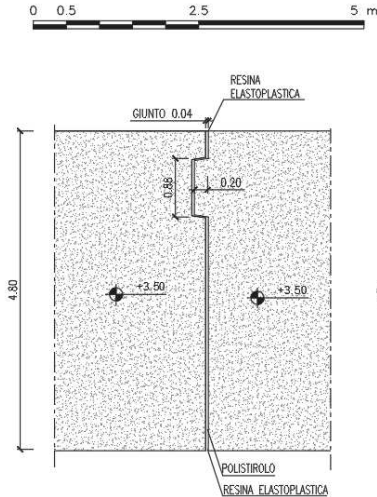
53.1 kN \leq 68.2 kN

verificato

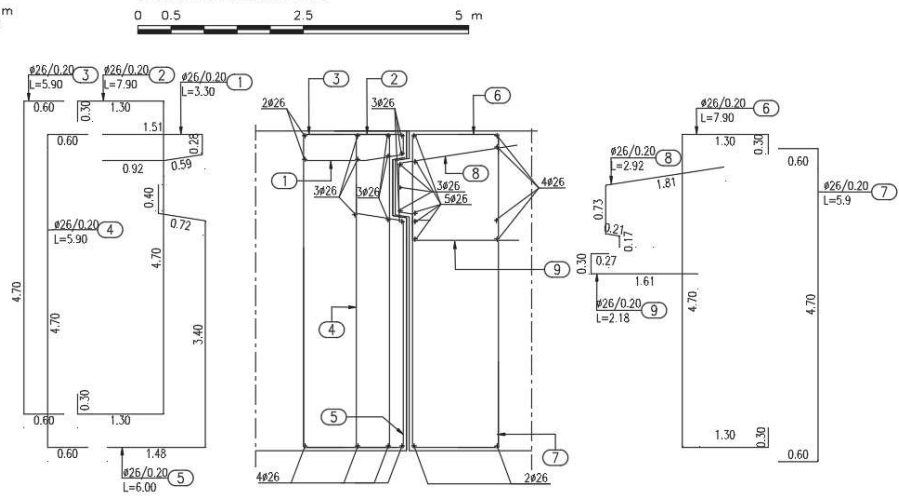
9.2.4.7 Verifica giunto travi di sommità

Il collegamento tra le travi si sommità esistenti è realizzato tramite un giunto a coda di rondine. La geometria e l'armatura è riportata nell'immagine seguente. La sopraelevazione presenta il medesimo giunto.

PIANTA DETTAGLIO GIUNTO
CARPENTERIA



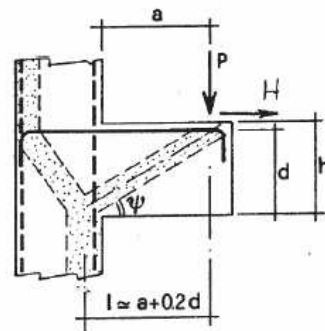
PIANTA DETTAGLIO GIUNTO
ARMATURA INTEGRATIVA



Il collegamento viene calcolato come una mensola tozza ed è soggetto al massimo taglio (ottenuto dall'applicazione della combinazione eccezionale) pari a 7031 kN

4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi (NTC 2018)

Rck =	45	N/mm ²	
fcd =	21.2	N/mm ²	
fyd =	391	N/mm ²	
Ped =	7031	KN	
Hed =	0	KN	
As =	10083	mm ²	
a =	130	mm	
b =	3800	mm	
d =	780	mm	
c =	1		
l =	286	mm	
λ =	0.4		
Prs =	9676.5	KN	
Prc =	21521.1	KN	
c.s. = Prs/Ped =	1.38	> 1	ARMATURA VERIFICATA
c.s. = Prc/Prs =	2.22	> 1	PUNTONE VERIFICATO



La verifica risulta soddisfatta

9.2.5 Verifiche strutturali trave martello

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche della trave martello, la cui posizione è identificata nell'immagine seguente:

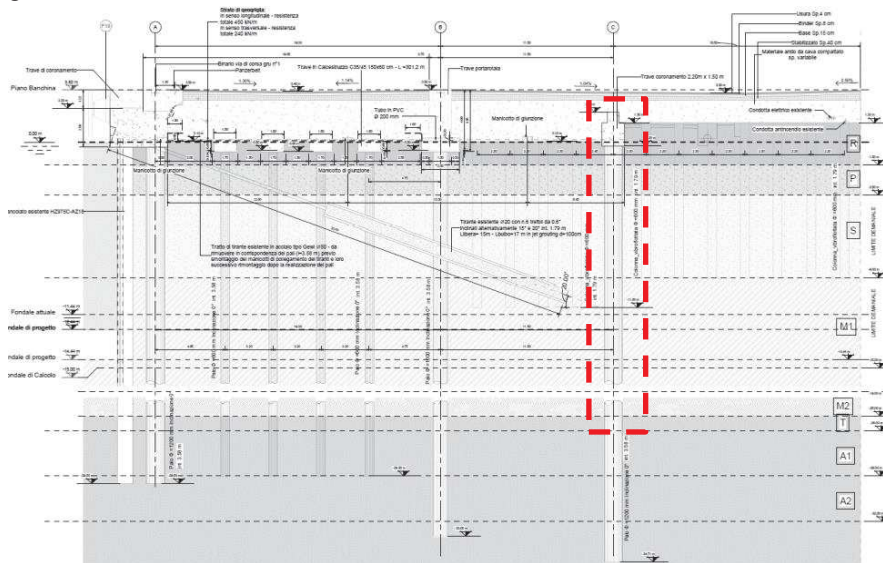
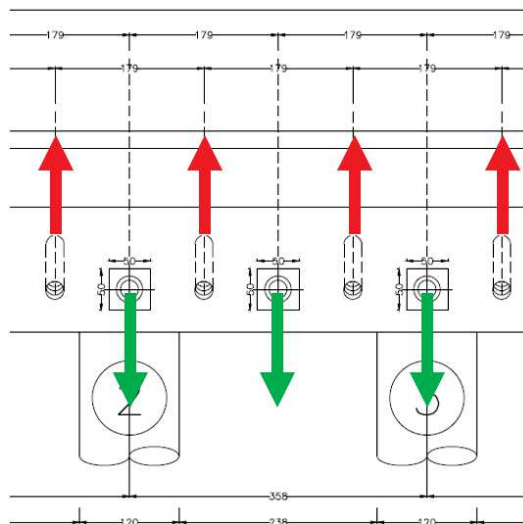


Figura 66: Key - plan

9.2.5.1 Verifiche strutturali trave

Le verifiche saranno eseguite nel piano orizzontale in quanto le sollecitazioni sul piano verticale sono assorbite direttamente dai pali. L'interasse dei pali (3.58 m) e il notevole diametro (1.2 m) fa sì che il sovraccarico verticale che agisce sulla superficie superiore del cordolo vada ad interessare direttamente la testa palo, senza indurre significativa flessione e taglio sul piano verticale.

Il cordolo di collegamento tra i pali ha la funzione di ripartire i carichi dei tiranti orizzontali e di trasferirli al sistema di contrasto.



Si ha quindi:

Tiro massimo tirante orizzontale SLU	$F_{sd} = 377.57$
Tiro massimo tirante orizzontale SLE	$F = 290.44 \text{ kN}$
Tiro massimo tirante obliquo SLU (componente orizz)	$F_{sd} = 803.06 \text{ kN}$
Tiro massimo tirante orizzontale SLE (componente orizz)	$F = 594.34 \text{ kN}$

$L_{\text{calcolo}} = 3.58 \text{ m}$

rigidezza palo = 2000 kN/m (determinato attraverso modello plaxis)

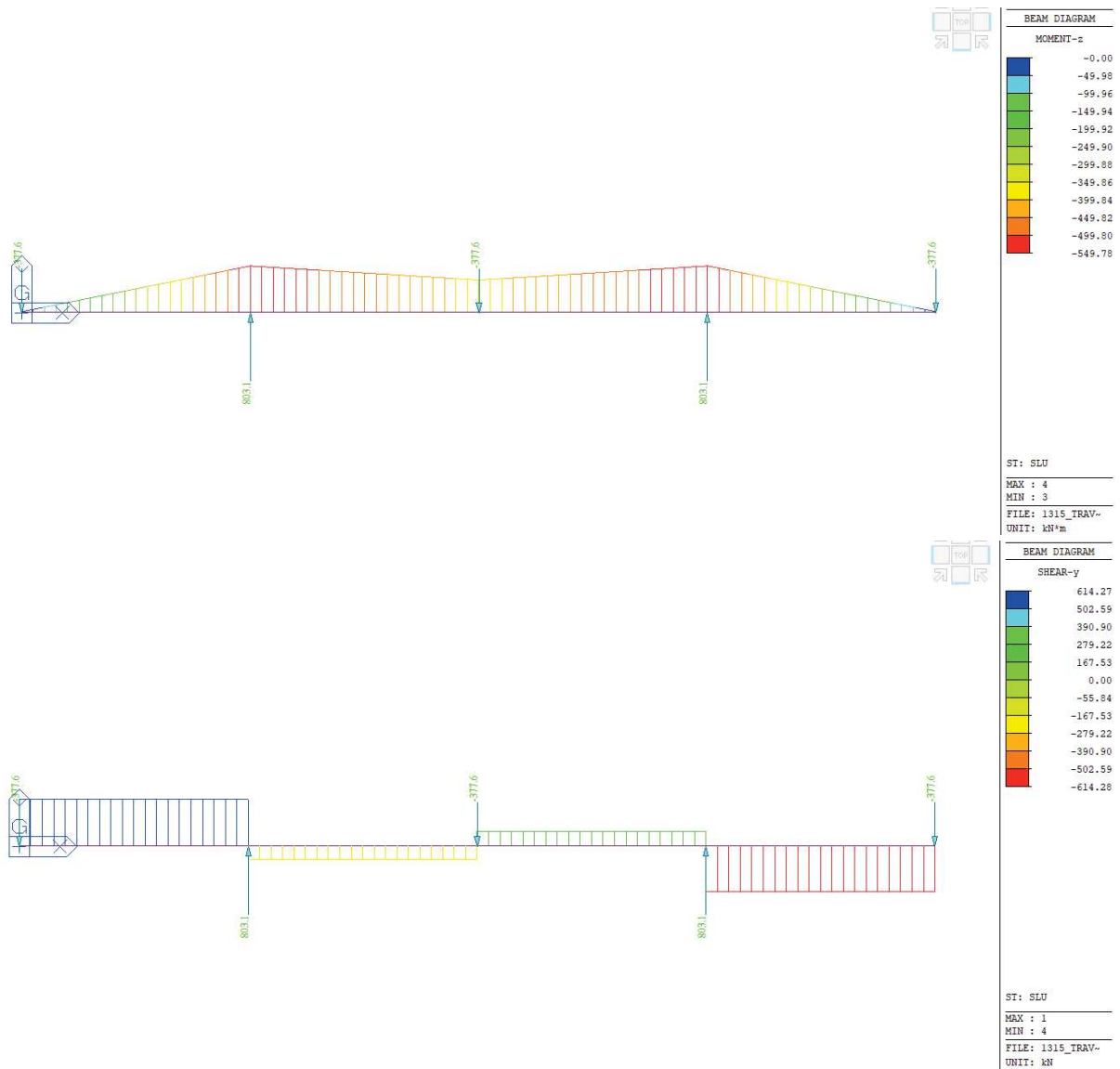


Figura 67: sollecitazioni flettenti e taglianti agli SLU

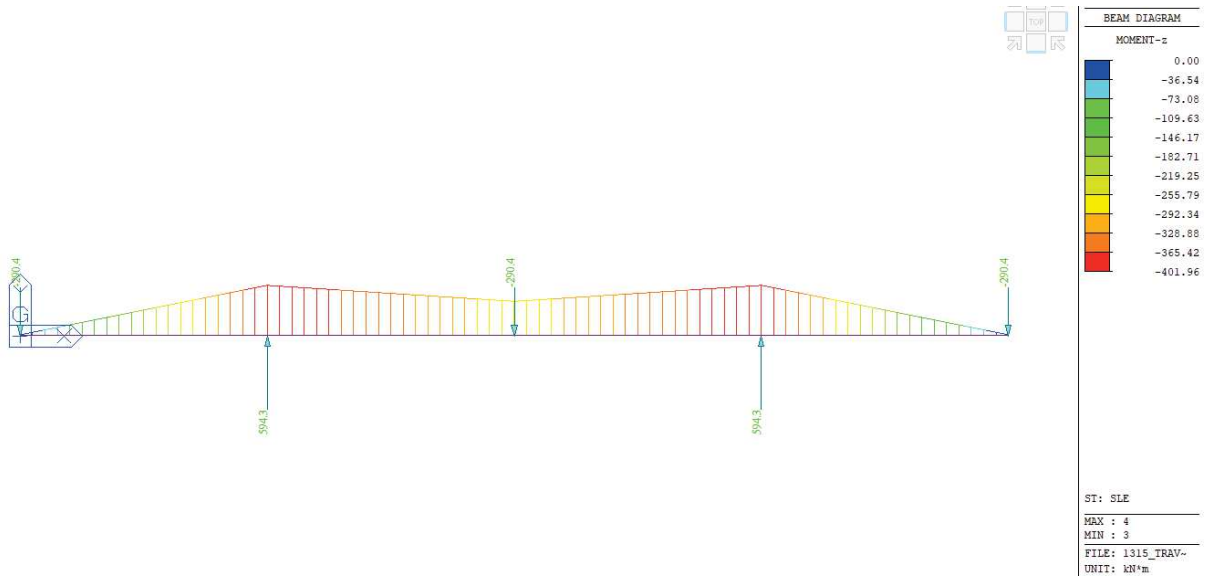


Figura 68: sollecitazioni flettenti SLE

Geometria

- Sezione di verifica 1500x1500 mm
- Armatura lato mare 7 Ø 20 mm
- Armatura lato terra 7 Ø 20 mm
- Staffe (orizzontali) 2 braccia orizzontali Ø18/200 mm

Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	150	1	21.99	9
			2	21.99	141

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 550 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1230 kN m

Materiali B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

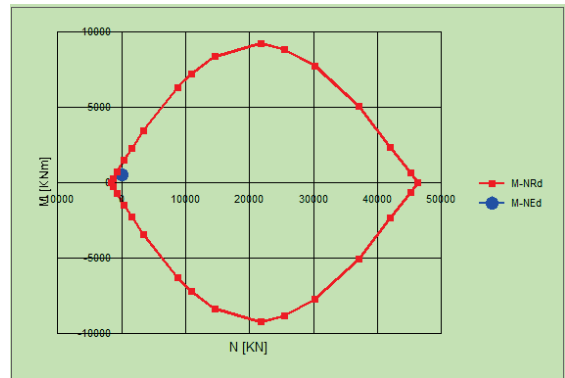
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.12 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 141 cm
x 6.23 x/d 0.04419
δ 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso



VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	1500	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	1500	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	7	φ 20 As
Cl:	C35/45		γ _{cls} = 1.5		Arm. 2:	0	φ 0 2199
f _y =	450	MPa	γ _{acc} = 1.15		Arm. 3:	0	φ 0 mmq
f _{cd} =	19.83	MPa			Armatura compressa :		
f _{yd} =	391.3	MPa			Arm. 1:	7	φ 20 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0	φ 0 2199
Solicitazioni:					Arm. 3:	0	φ 0 mmq
V _{Ed} =	615	kN			Staffe φ	18	passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
f _{ck} =	35	MPa	d=	1412	mm	k=	1.376
v _{min} =	0.334		ρ ₁ =	0.001		σ _{cp} =	0.000 Mpa
V _{Rd} =	708.1	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
N _{arm} =	860.5	kN	OK				
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)							
θ=	21.9	°	(inclinazione biella di cls)	α=	90	°	(angolo arm. Taglio)
ctg θ=	2.49	OK	(compreso tra 1 e 2.5)	α _c =	1.00		
V _{Rsd} =	3147.78	kN	(resistenza dell'armatura)	V _{Rd} =	3147.78	kN	>V _{Ed} : VERIFICATO
V _{Rcd} =	6541.84	kN	(resistenza della biella di cls)				

Verifica tensioni allo SLE

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE							
Caratteristiche sezione rettangolare:							
Larghezza =	1500	mm	Copriferro effettivo =	60	mm	Momento flettente=	402.00 kNm
Altezza =	1500	mm	Diametro staffa =	18	mm	f _{ck} =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	6.16						
Armatura a trazione :							
Armatura 1:	7	φ 20	Area totale tesa =	2199	mmq		
Armatura 2:	0	φ 0	Copriferro baricentrico =	88	mm		
Armatura 3:	0	φ 0	Altezza utile =	1412	mm		
Armatura a compressione :							
Armatura 1:	7	φ 20	Pos. asse neutro y =	147.53	mm		
Armatura 2:	0	φ 0	Area totale compressa =	2199	mmq		
Armatura 3:	0	φ 0	Copriferro baricentrico =	88	mm		
Tensione limite cls (0.60f _{ck})			Tensione cls =	2.5	MPa	verificato	
σ _c =	21	MPa					
Tensione limite acciaio (0.80f _{yk})			Tensione acciaio arm. tesa =	134	MPa	verificato	
σ _s =	360	MPa					

VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE			
Caratteristiche sezione rettangolare:			
Larghezza =	1500 mm	Copriferro effettivo =	60 mm
Altezza =	1500 mm	Diametro staffa =	18 mm
Coeff. omogeneizz. =	15	Momento flettente	402.00 kNm
		fck =	35 MPa
Armatura a trazione :			
Armatura 1:	7 ϕ 20	Area totale tesa =	2199 mmq
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	88 mm
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	1412 mm
Armatura a compressione :			
Armatura 1:	7 ϕ 20	Pos. asse neutro y =	216.61 mm
Armatura 2:	0 ϕ 0	Area totale compressa =	2199 mmq
Armatura 3:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	88 mm
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =	1.65 MPa
$\sigma_c =$	15.75 MPa		verificato

Verifica a fessurazione

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19) COMBINAZIONE "QUASI PERMANENTE"			
B=	1500 mm	(base sezione)	Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	1500 mm	(altezza sezione)	i = 43.9823
M=	402 kNm	(momento flettente SLE)	ka = 750
Armatura a trazione :		copr. bar.	x = 217 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	7 ϕ 20	70	Jx = 5.4E+10 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	0 ϕ 0		$\sigma_s =$ 135 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0 ϕ 0		Wcls = 5.6E+08 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :		copr. bar.	$\sigma_c =$ 0.71467 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	7 ϕ 20	70	k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0 ϕ 0		k2 = 0.5 (flessione)
Arm. 3:	0 ϕ 0		k3 = 3.4
As,t =	2199 mmq	(area acciaio tesa)	k4 = 0.425
As,c =	2199 mmq	(area acciaio compressa)	d = 1430 mm
c =	60 mm	(ricoprimento armatura)	hc,ef = 175 mm
f =	20 mm	(diam. barre per calcolo fessure)	Ac,ef = 262500 mmq
$\alpha_e =$	15	(rapporto Es/Ecm)	Sp max = 350 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.4	(fattore durata carico)	$\epsilon_{sm} =$ 0.00038
fctm =	3.21 MPa	(res. media traz. Cls)	$\Delta_{sm} =$ 358.732 mm
Limite fessura	0.2 mm		
AMPIEZZA FESSURA $W_k = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} =$		NON FESS.	VERIFICATO

9.2.5.2 Verifiche strutturali pali

Le simulazioni effettuate evidenziano sollecitazioni differenti in funzione della profondità. Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni agenti, massime e minime (da modello di calcolo Plaxis, si vedano i paragrafi precedenti), suddivise in zone corrispondenti alle gabbie di armatura previste. Per le verifiche verranno considerate le sollecitazioni, per ogni tratto, combinate tra loro nel modo più sfavorevole.

N	SLU-SLV	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
1	da 0 m a -12.1 m	-3123.61	114.61	-113.03	2146.93	-69.32	258.85
2	da -12.1 m a 34.8 m	-3280.11	229.69	-0.22	2463.39	-229.60	150.40

N	SLE rara	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
3	da 0 m a -12.1 m	-3260.09	114.61	-38.17	1139.17
4	da -12.1 m a 34.8 m	-3375.03	229.69	-0.22	938.45

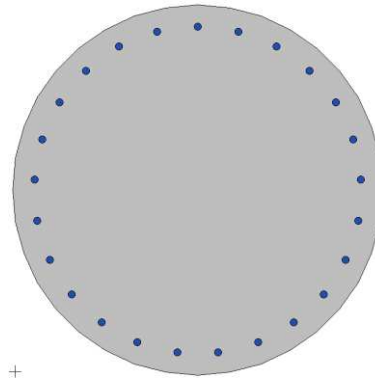
N	SLE freq	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
5	da 0 m a -12.1 m	-3138.20	114.61	-38.17	1017.43
6	da -12.1 m a 34.8 m	-3267.94	229.69	-0.22	782.78

N	SLE qp	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
7	da 0 m a -12.1 m	-3017.88	114.61	-38.17	1041.85
8	da -12.1 m a 34.8 m	-3157.76	229.69	-0.22	789.43

9.2.5.3 Sezione tra 0 e -12.1 m

Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1200 mm
 Armatura base: 18 \varnothing 24
 Armatura aggiuntiva: 7 \varnothing 24
 Staffe: 2 bracci \varnothing 12/50
 Copriferro netto su staffa: 50 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV

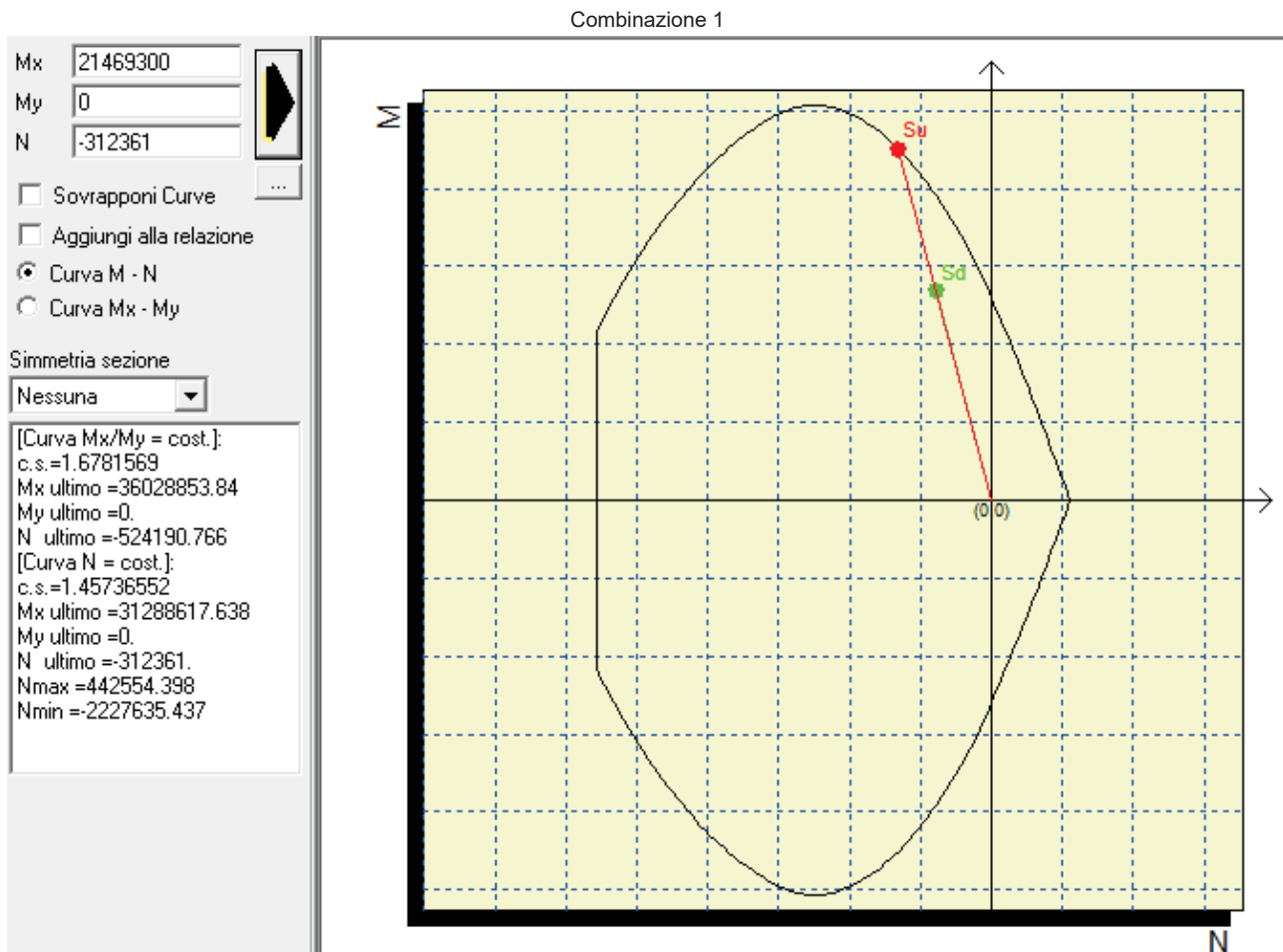


Figura 69: SLU/SLV – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra 0 e -12.1 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

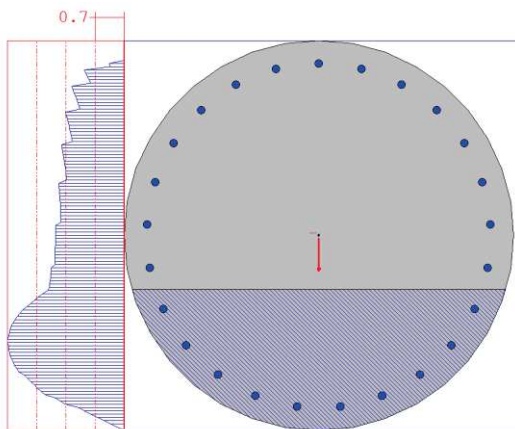
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	21469300.0	0.0	-312361.0	0.0	19131.0	55.99	92.4	55.55	92.46	27.1	22.6

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
1	45.2	45.2	-27.8	349.9	1.5	3913.0	1.15	45538.2	43857.9	non serve armatura a taglio

Acls = 11252.4
sigma,cp = -27.76
fck = 349.9 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 1.75
cotg(thetaY) = 1.75
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 5
Area staffeX = 45.2389 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 5
Area staffeY = 45.2389 cmq/m
bwX = 55.99 , huX = 92.4
bwY = 55.55 , huY = 92.46
Asl,X = 27.14
Asl,Y = 22.62
Tx = 0 , Ty = 19131



Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 45538.19
VcdY = 43857.93
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 0.44 <= 1
non serve armatura a taglio

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 226705.67
Vrd,max,Y = 225070.15
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.09 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 224014.9
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 224160.36
Ty/VrsdY = 0.09 < 1

Combinazione 1

Figura 70: SLU-SLV- Calcolo taglio resistente - Sezione tra 0 e -12.10 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

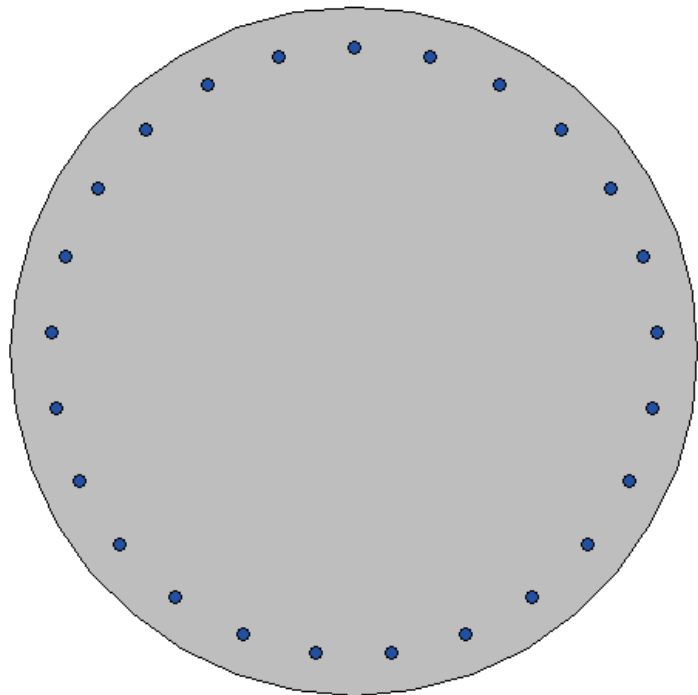
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
3 RARA	11391700	0	-326009	-105.2	437.5
7 Q.P.	10418500	0	-301788	-82.3	585.4

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Verifica in combinazione 3 frequente

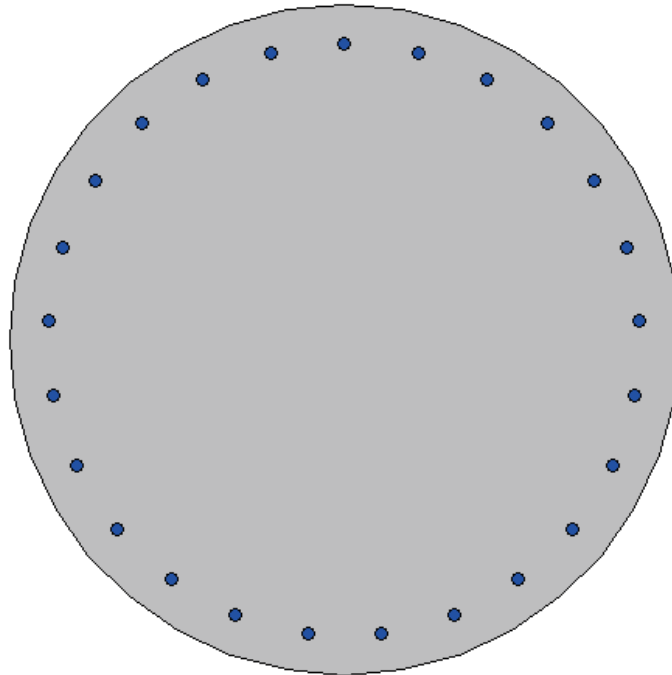
Mx	10174300		
My	0		
N	-313820		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>	
Interferro	14.1	<input checked="" type="checkbox"/>	
fck	350		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1 Mx = 13188423.0 daNcm My = 0.0 daNcm N = -406788.8 daN Eps,max acciaio = 0.000177			



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

Verifica in combinazione 7 quasi permanente

Mx	10418500	
My	0	
N	-301788	...
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>
Interferro	14.1	<input checked="" type="checkbox"/>
fck	350	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Solicitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1 Mx = 12446819.9 daNcm My = 0.0 daNcm N = -360541.4 daN Eps,max acciaio = 0.000192		



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

9.2.5.4 Sezione tra -12.1 e -34.8 m

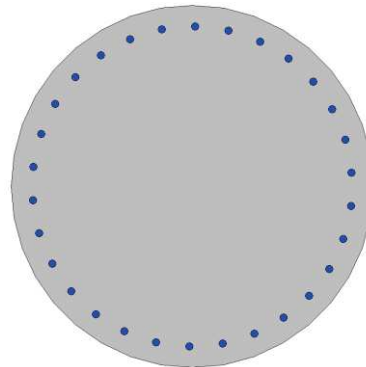
Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1200 mm

Armatura base: 18 \varnothing 24

Staffe: 2 bracci \varnothing 12/250

Copriferro netto su staffa: 50 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV

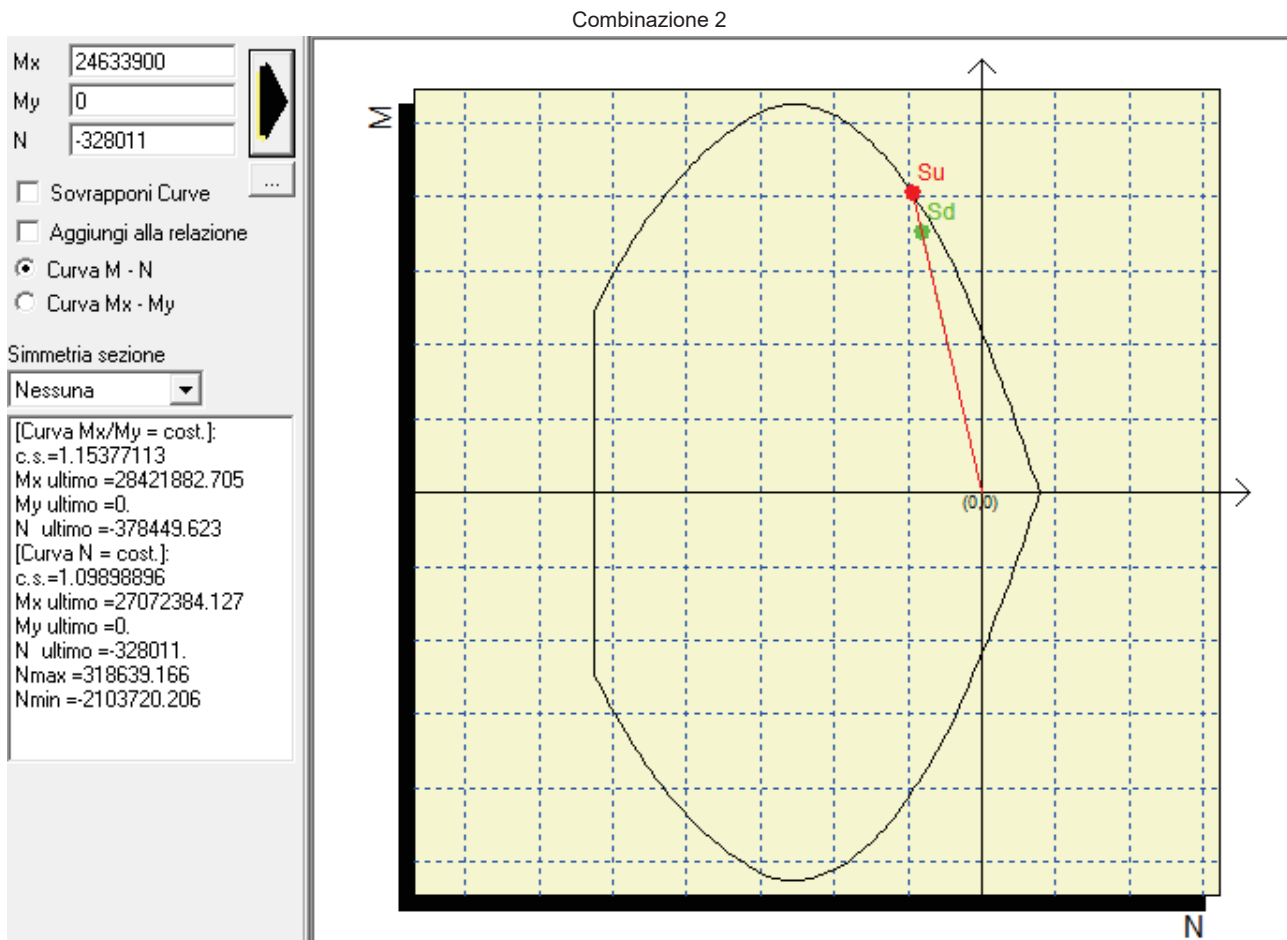


Figura 71: SLU/SLV – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra -12.1 e -34.8 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

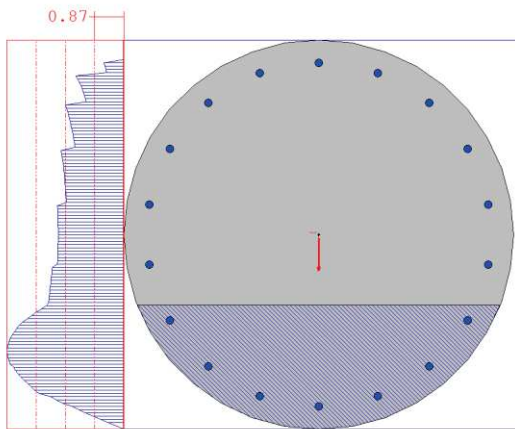
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
2	24633900.0	0.0	-328011.0	0.0	22960.0	59.	93.4	55.55	93.91	18.1	22.6

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{ywk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
2	9.0	9.0	-29.2	349.9	1.5	3913.0	1.15	45924.5	45460.1	non serve armatura a taglio

AcIs = 11252.4
sigma,cp = -29.15
fck = 349.9 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 25
Area staffeX = 9.0478 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 25
Area staffeY = 9.0478 cmq/m
bwX = 59 , huX = 93.4
bwY = 55.55 , huY = 93.91
Asl,X = 18.1
Asl,Y = 22.62
Tx = 0 , Ty = 22960



Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 45924.5
VcdY = 45460.11
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 0.51 <= 1
non serve armatura a taglio

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 194491.19
Vrd,max,Y = 184118.3
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.12 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 64696.94
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 65050.21
Ty/VrsdY = 0.35 < 1

Combinazione 2

Figura 72: SLU-SLV- Calcolo taglio resistente - Sezione tra -12.1 e -34.8 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

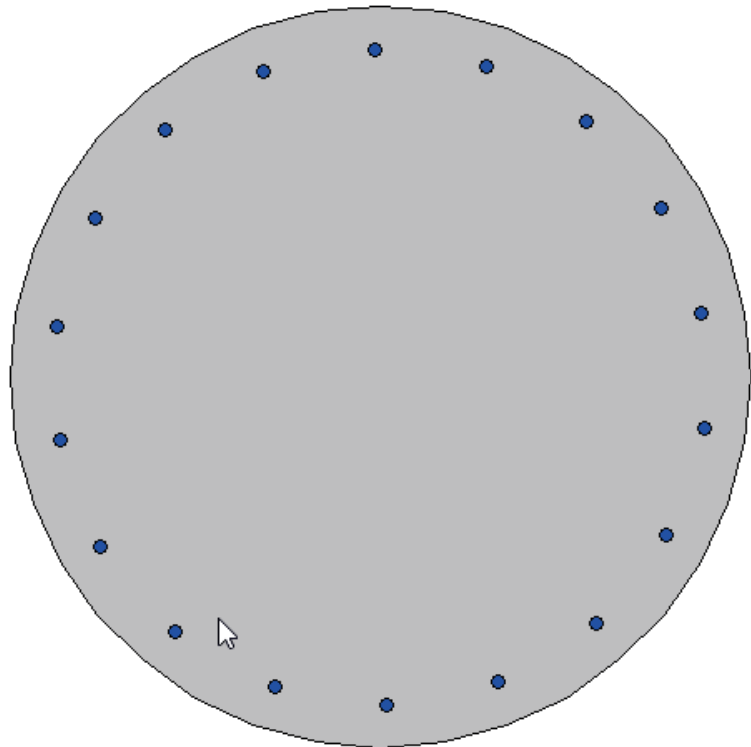
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
4 RARA	9384500	0	-337503	-87.62	215.6
8 Q.P.	7894300	0	-315776	-68.0	221.0

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Verifica in combinazione 6 frequente

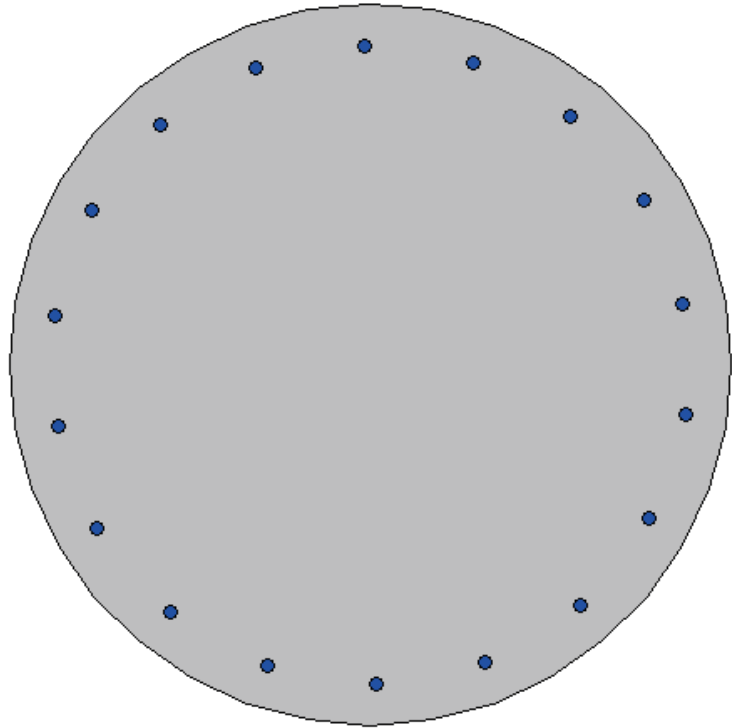
Mx	7827800		
My	0		
N	-326794		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	28.9		
fct,sr	28.9		
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>	
Interferro	19.9	<input checked="" type="checkbox"/>	
ick	350		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 28.9 Mx = 16596243.1 daNcm My = 0.0 daNcm N = -692857.9 daN Eps,max acciaio = 0.000097			



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

Verifica in combinazione 8 quasi permanente

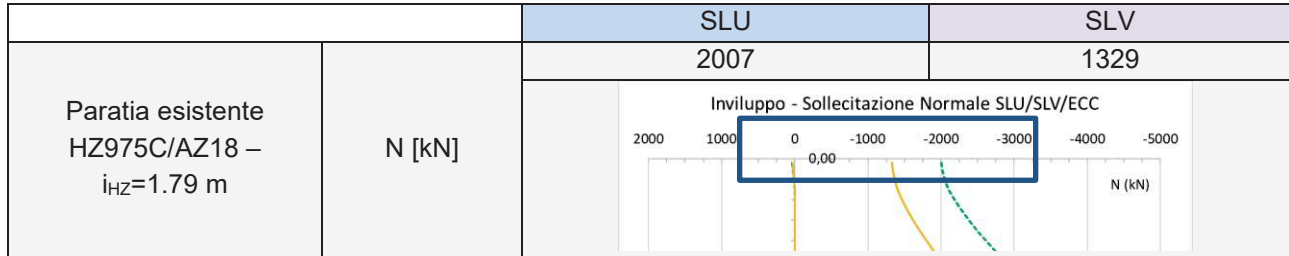
Mx	7894300		
My	0		
N	-315776		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	28.9		
fct,sr	28.9		
Copriferro	6.2	<input checked="" type="checkbox"/>	
Interferro	19.9	<input checked="" type="checkbox"/>	
fck	350		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 28.9 Mx = 15360572.6 daNcm My = 0.0 daNcm N = -614430.7 daN Eps,max acciaio = 0.000106			



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

9.2.5.5 Verifiche capacità portante

Il carico assiale in testa palo (quota -0.30 m s.l.m.m) risulta:



La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto $R_d=5988$ kN > $E_d=2007$ kN

Tipo di palo	Trivellato		
Diametro palo	D	1,20	[m]
Area della punta del palo	A_p	1,13	[m ²]
Area lat. per unità di lunghezza	A_l	3,77	[m ²]
Peso specifico palo	γ_{els}	25,00	[kN/mc]
Lunghezza del palo	L	29,00	[m]
Altezza cuneo di spinta	L	0,00	[m]

n	Unità	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	γ [kN/m ³]	$q_{l,med}$ [kPa]	$q_{l,min}$ [kPa]	$q_{l,k}$ [kPa]	$q_{p,med}$ [kPa]	$q_{p,min}$ [kPa]	$q_{p,k}$ [kPa]	ξ_1	ξ_2	γ_s	γ_b
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31							
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18							
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34							
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34							
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24							
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36							
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36							
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36							

Unità	z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	$q_{l,k}$ [Kpa]	Q_l [kN]	R_{sd} [kN]	$q_{p,k}$ [kPa]	Q_p [kN]	R_{bd} [kN]	W_p [kN]	R_{cd} [kN]
R	0,00	19	9	35,31	0,00	0,00	1794,00	2028,97	1502,94	0,00	1502,94
R	0,50	19	9	35,31	66,56	57,88	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1552,33
R	1,00	19	9	35,31	66,56	57,88	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1601,73
P	1,50	18	8	35,31	66,56	57,88	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1651,12
P	2,00	18	8	35,31	66,56	57,88	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1700,51
P	2,50	18	8	35,31	66,56	57,88	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1749,91
P	3,00	18	8	35,31	66,56	57,88	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1799,30
S	3,50	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	1968,14
S	4,00	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2136,98
S	4,50	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2305,82
S	5,00	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2474,65
S	5,50	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2643,49
S	6,00	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2812,33
S	6,50	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	2981,17
S	7,00	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3150,00
S	7,50	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3318,84
S	8,00	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3487,68
S	8,50	20	10	108,18	203,92	177,32	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3656,52

M1	9,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3719,07
M1	9,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3781,63
M1	10,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3844,18
M1	10,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3906,74
M1	11,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	3969,30
M1	11,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4031,85
M1	12,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4094,41
M1	12,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4156,96
M1	13,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4219,52
M1	13,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4282,08
M1	14,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4344,63
M1	14,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4407,19
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4469,74
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4532,30
M2	16,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4594,86
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4657,41
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4719,97
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4782,52
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4845,08
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4907,63
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	4970,19
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5032,75
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5095,30
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5157,86
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5220,41
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5282,97
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5345,53
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5408,08
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5470,64
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5533,19
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5595,75
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	81,69	71,04	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5658,31
T	25,00	20	10	45,24	85,28	74,15	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5723,98
T	25,50	20	10	45,24	85,28	74,15	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5789,65
A1	26,00	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5814,54
A1	26,50	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5839,43
A1	27,00	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5864,32
A1	27,50	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5889,21
A1	28,00	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5914,09
A1	28,50	19	9	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5938,98
A2	29,00	20	10	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5963,87
A2	29,50	20	10	20,36	38,38	33,37	1794,00	2028,97	1502,94	8,48	5988,76

9.2.6 Verifiche dei tiranti

9.2.6.1 Verifiche dei tiranti orizzontali

Verifica tirante

Si considera lo sforzo massimo sopportato dal tirante, si ha che:

Tiro massimo

$$F_{sd}=377.57 \text{ kN}$$

Resistenza della barra Ø 50 (acciaio B500 B)

$$F_{Rd}=982/1.15=853 \text{ kN}$$

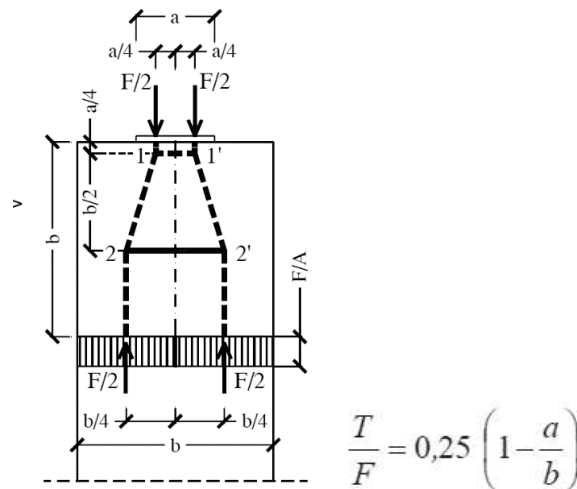
Verificato

GEWI® B500B Threadbar

Diametro nominale Ø [mm]	Tensione snervamento/ tensione rottura f_{yk}, f_{tk} [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento F_{yk} [kN]	Carico ultimo F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5	
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6	△
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0	△
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4	△

Verifica armatura di frettaggio

Si verifica l'armatura di frettaggio dei tiranti considerando uno schema a tirante-puntone:



Si considera, a favore di sicurezza, $a/b=0$ si ottiene:

$$T=0.25 F$$

Applicando lo sforzo massimo sopportato dal tirante si ha che:

Tiro massimo

$$F=377.57 \text{ kN}$$

Per tanto il tiro massimo agente sull'armatura sarà:

$$T=0.25 \times F = 95 \text{ kN}$$

L'armatura trasversale necessaria a contenere lo sforzo di trazione T sarà:

$$A_{sw,min} = T/f_{yd} = 95 \times 10^3 / 391 = 242 \text{ mm}^2$$

La dimensione b è la larghezza dell'elemento strutturale, che vale $b=1500 \text{ mm}$ (altezza della trave martello).
Adottando una staffatura 2Ø18 sullo spessore della trave martello si ottiene:

$$A_{sw,effettiva} = 2 \times 254 = 508 \text{ mm}^2 > A_{sw,min} = 242 \text{ mm}^2$$

9.2.6.2 Verifiche dei tiranti inclinati

La verifica deve essere eseguita sia rispetto alla fondazione dell'ancoraggio (verifica geotecnica) che nei riguardi dell'armatura metallica (verifica lato acciaio). È necessario verificare che la resistenza di progetto dell'ancoraggio, lato fondazione (R_{ad}) e lato armatura, (R_{td}) sia sempre superiore all'azione di progetto (E_d). La valutazione della resistenza ultima della fondazione degli ancoraggi è eseguita seguendo quando eseguito nel campo prova.

I Tiranti inclinati esistenti a bulbo iniettato sono armati con 6 trefoli da 0,6" (n.8 trefoli da 0.6" in corrispondenza delle bitte), con 15 m di parte libera, 17m di fondazione realizzata con trattamento coassiale in *jet-grouting*, inclinati alternativamente a 15 e 20 (°) sull'orizzontale con interasse di 1,79 m;

Verifica tirante

Si considera lo sforzo massimo sopportato dal tirante, si ha che:

Tiro massimo $F_{sd}=831$ kN
Resistenza n.6 trefoli $F_{Rd}=1378/1.15=1198$ kN
Verificato

Acciaio da precompressione DYWIDAG, trefolo 140mm² Ø 15.3mm (0.6")

Numero	Sezione trasversale A [mm ²]	Peso [kg/m]	Y1770 Standard			Y1860 High Grade					
			Snervamento	Ultimo	Omolog.	Snervamento	Ultimo	Omolog.			
			$F_{p0,1k}$ [kN]	F_{pk} [kN]		$F_{p0,1k}$ [kN]	F_{pk} [kN]				
1	140	1.09	218	248	○	○	△		230	260	△
2	280	2.19	437	496	○	○	△		459	521	△
3	420	3.28	655	743	○	○	△		689	781	△
4	560	4.37	874	991	○	○	△		918	1,042	△
5	700	5.47	1,092	1,230	○	○	△		1,148	1,302	△
6	840	6.56	1,310	1,487	○	○	△		1,378	1,562	△

Verifica di tipo geotecnico

Valutata la resistenza caratteristica dei tiranti derivante dal campo prova, è stata determinata la resistenza caratteristica unitaria laterale della fondazione q_{ak} attraverso la relazione.

$$q_{ak} = R_{ak}/L_f$$

Dove L_f è la lunghezza del bulbo di fondazione.

La resistenza a sfilamento del tirante di progetto sarà dunque valutata come:

$$R_{ad} = q_{ad} * \frac{L_{fd}}{\gamma_r} = 79 * \frac{17}{1.2} = 1119 \text{ kN} > E_d = 831 \text{ kN}$$

dove L_{fd} è la lunghezza di progetto della fondazione del tirante.

La verifica risulta soddisfatta.

9.2.7 Verifiche pali d600 e fondazioni speciali

Si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni speciali costituite da travi 1500x600 mm e pali Ø600 mm, la cui posizione è identificata nell'immagine seguente:

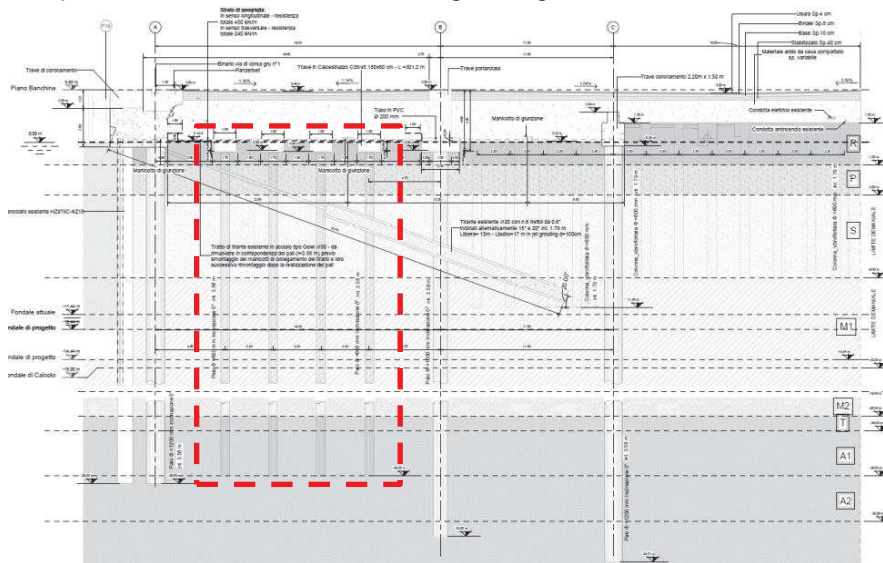


Figura 73: Key - plan

9.2.7.1 Verifiche pali d600

Sollecitazioni agenti più sfavorevoli

Le simulazioni effettuate evidenziano sollecitazioni differenti in funzione della profondità. Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni agenti, massime e minime (da modello di calcolo Plaxis, si vedano i paragrafi precedenti), suddivise in zone corrispondenti alle gabbie di armatura previste. Per le verifiche verranno considerate le sollecitazioni, per ogni tratto, combinate tra loro nel modo più sfavorevole.

N	SLU-SLV	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
1	da -0.5 m a 28.5 m	-1589.91	0.00	-274.19	239.46	-230.09	75.53

N	SLE rara	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
3	da -0.5 m a 28.5 m	-1534.38	0.00	-47.00	33.91

N	SLE freq	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
4	da -0.5 m a 28.5 m	-1484.26	0.00	-40.28	25.04

N	SLE qp	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
5	da -0.5 m a 28.5 m	-1425.73	0.00	-36.58	21.83

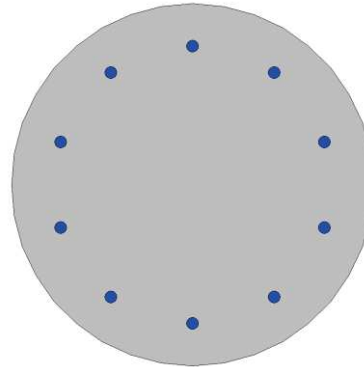
Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 600 mm

Armatura base: 10 \varnothing 12

Staffe: 2 bracci \varnothing 12/160

Copriferro netto su staffa: 50 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV

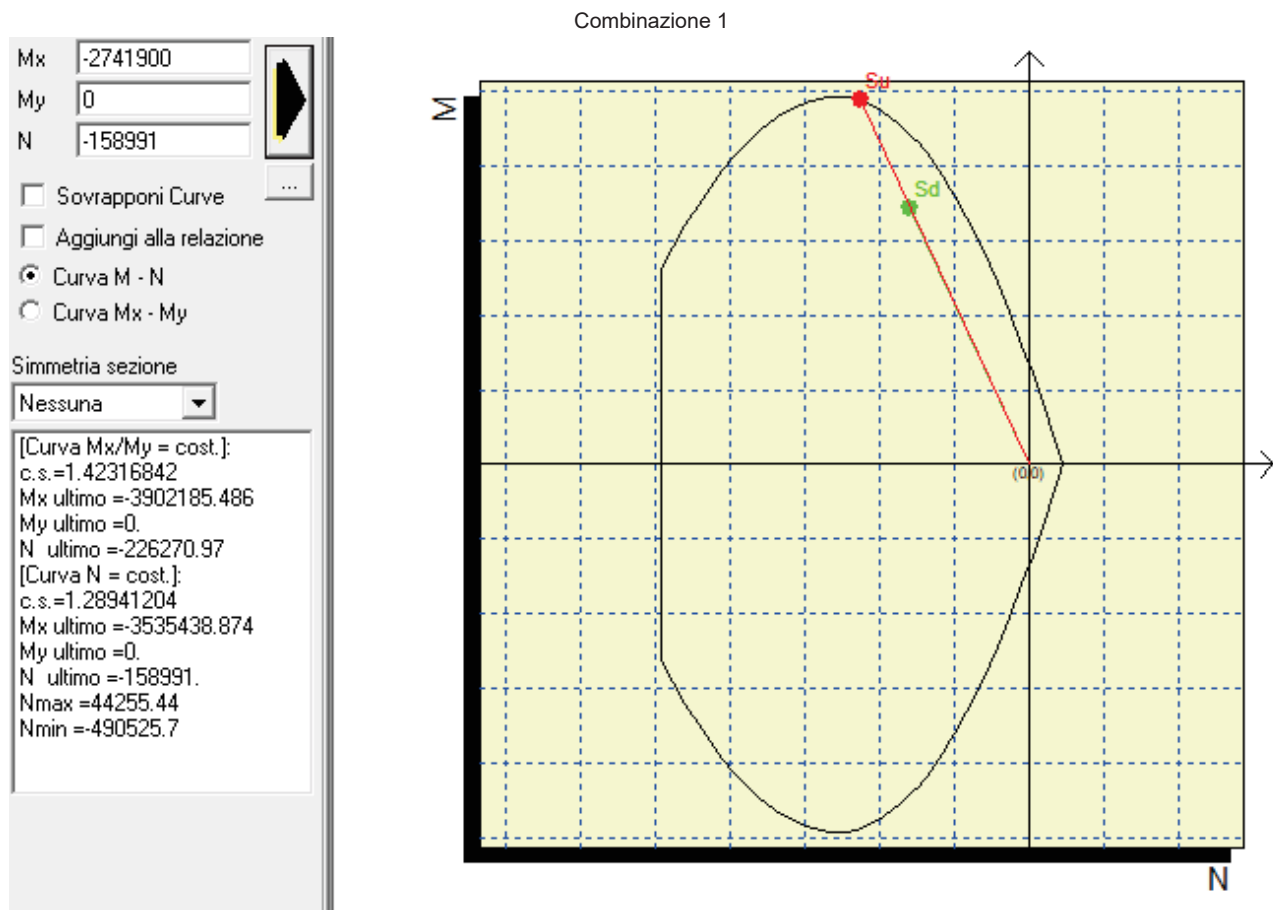


Figura 74: SLU/SLV – Calcolo del momento e del dominio di resistenza

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

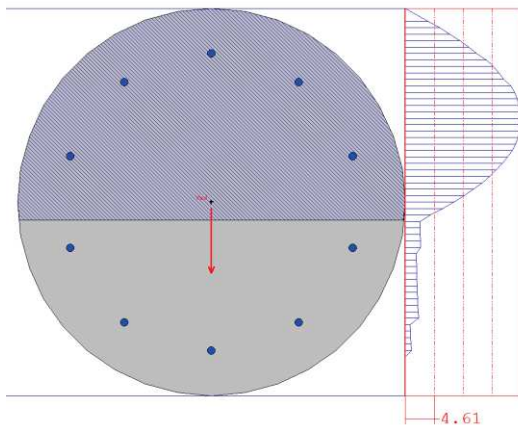
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	-2741900.0	0.0	-158991.0	0.0	23009.0	40.78	44.16	38.57	44.89	2.3	1.1

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
1	7.5	7.5	-56.5	349.9	1.5	3913.0	1.15	25490.9	25912.3	Armatura a taglio sufficiente

Acls = 2813.1
 sigma,cp = -56.52
 fck = 349.9 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
 Alfacc = 0.85
 gamma,s = 1.15
 cotg(thetaX) = 2.5
 cotg(thetaY) = 2.5
 ϕ staffeX = 12
 Numero bracciX = 2
 Passo staffeX = 30
 Area staffeX = 7.5398 cmq/m
 ϕ staffeY = 12
 Numero bracciY = 2
 Passo staffeY = 30
 Area staffeY = 7.5398 cmq/m
 bwX = 40.78 , huX = 44.16
 bwY = 38.57 , huY = 44.89
 Asl,X = 2.26
 Asl,Y = 1.13
 Tx = 0 , Ty = 23009



Resistenza a taglio senza armature
 VcdX = 18781.43
 VcdY = 18019.07
 $Tx/VcdX + Ty/VcdY = 1.28 > 1$
 E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
 Vrd,max,X = 69266.55
 Vrd,max,Y = 66595.75
 $Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.35 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione x
 VrsdX = 25490.87
 $Tx/VrsdX = 0 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione y
 VrsdY = 25912.26
 $Ty/VrsdY = 0.89 < 1$

Combinazione 1

Figura 75: SLU-SLV- Calcolo taglio resistente

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

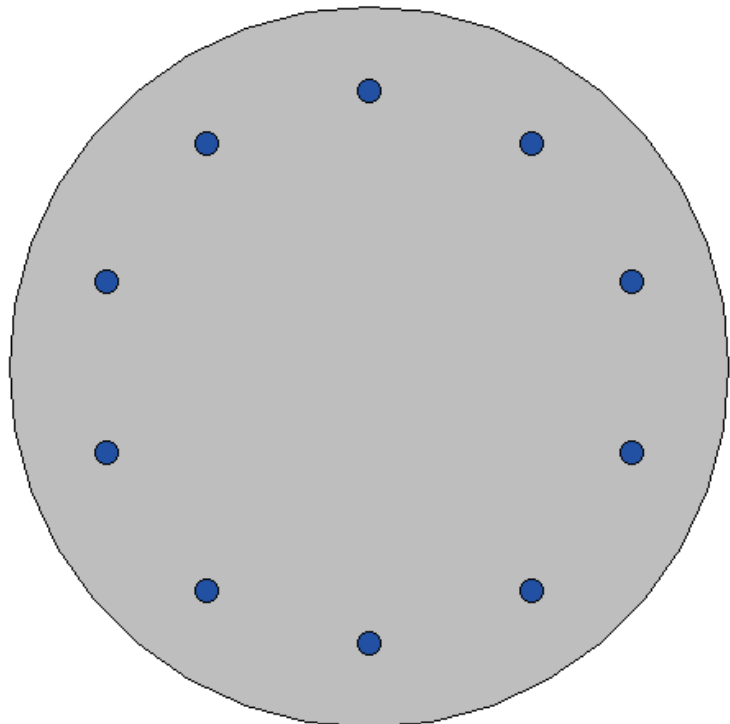
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
2 RARA	-470000	0	-153438	-74.4	-255.1
4 Q.P.	-365800	0	-142573	-64.0	-529.9

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Verifica in combinazione 3 frequente

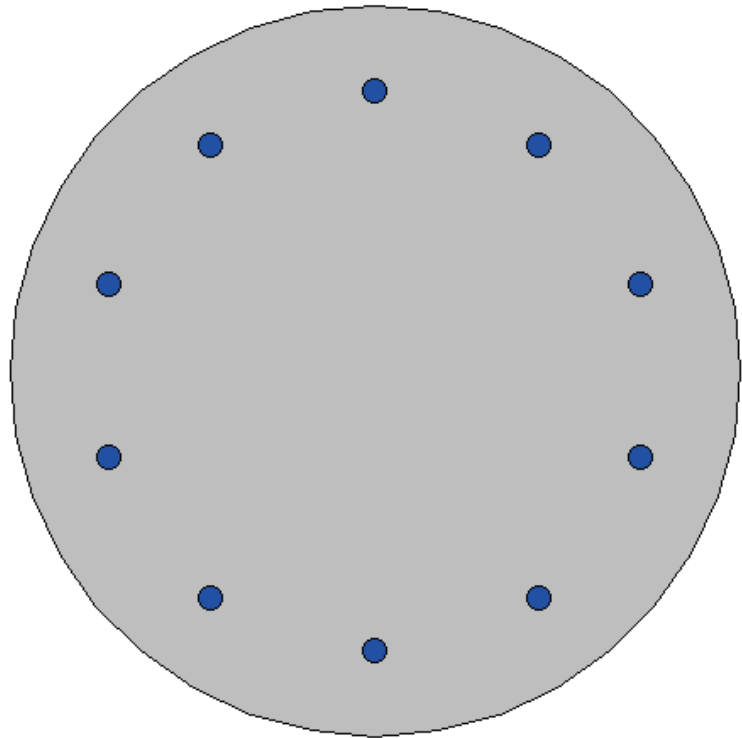
Mx	-402800	
My	0	
N	-148426	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	28.9	
fct,sr	28.9	
Copri ferro	0	<input type="checkbox"/>
Interferro	0	<input type="checkbox"/>
fck	350	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Sezione non fessurata Sezione totalmente compressa Sigma c max < fctd		



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

Verifica in combinazione 4 quasi permanente

Mx	-365800	
My	0	
N	-142573	...
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	28.9	
fct,sr	28.9	
Copriferro	0	<input type="checkbox"/>
Interferro	0	<input type="checkbox"/>
fck	350	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Sezione non fessurata Sezione totalmente compressa Sigma c max < fctd		



sezione non fessurata → verifica soddisfatta

9.2.7.2 Verifiche strutturali fondazioni speciali

Analisi dei carichi

ANALISI DEI CARICHI	spessore m	peso specifico (kN/m ³)	kN/m ²	Lunghezza di influenza	kN/m
Usura stradale	0.04	18	0.72	3.2	2.304
Binder stradale	0.08	18	1.44	3.2	4.608
Base stradale	0.12	18	2.16	3.2	6.912
Base stradale	0.36	18	6.48	3.2	20.736
Sottofondazione stradale	0.4	18	7.2	3.2	23.04
Sottofondazione stradale	2.4	18	43.2	3.2	138.24
TOTALI PERMANENTI			61.2	3.2	195.84
ACCIDENTALE			60	3.2	192

Sollecitazioni SLU e SLE

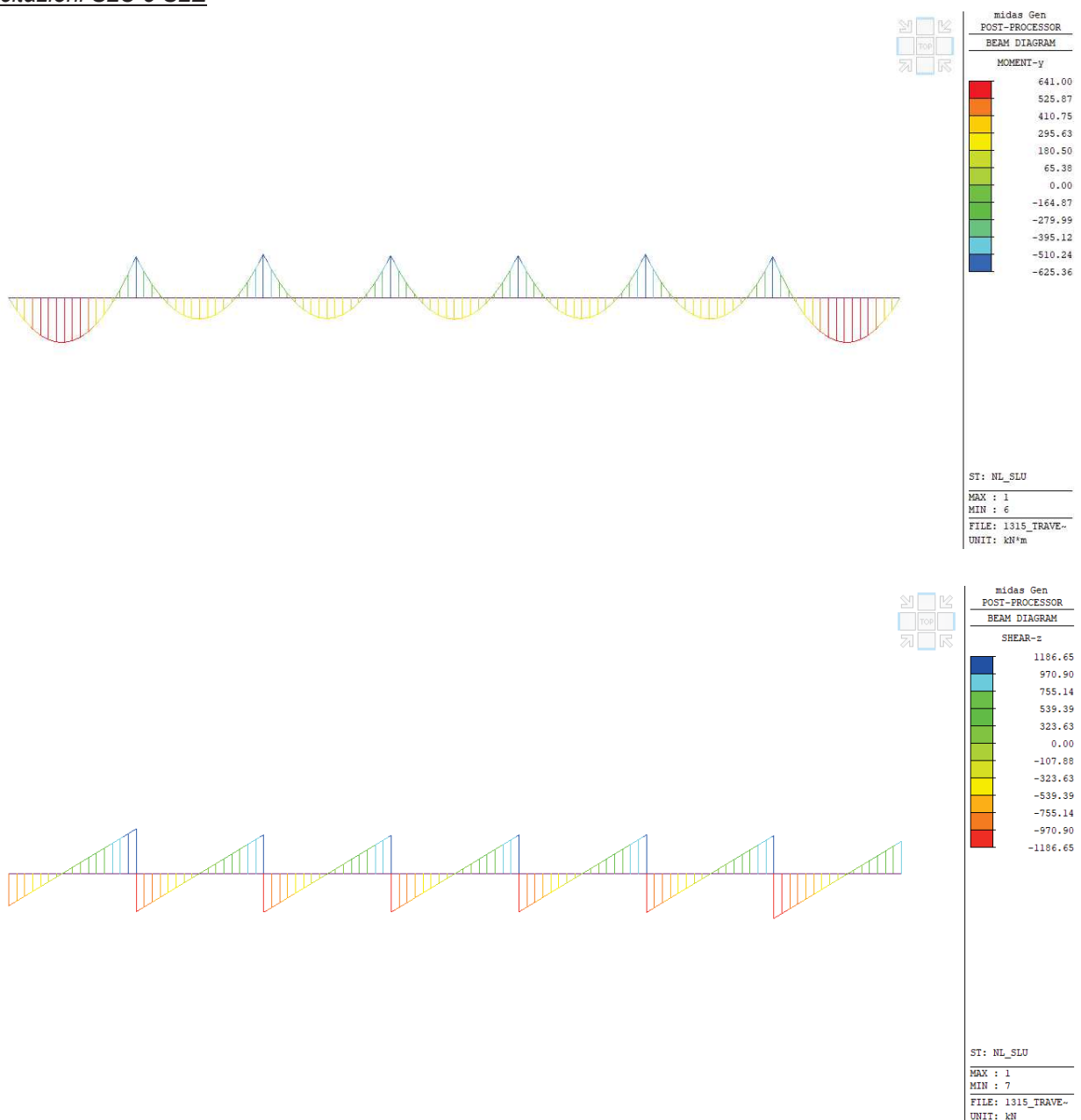


Figura 76: Sollecitazioni flettenti e taglianti agli SLU

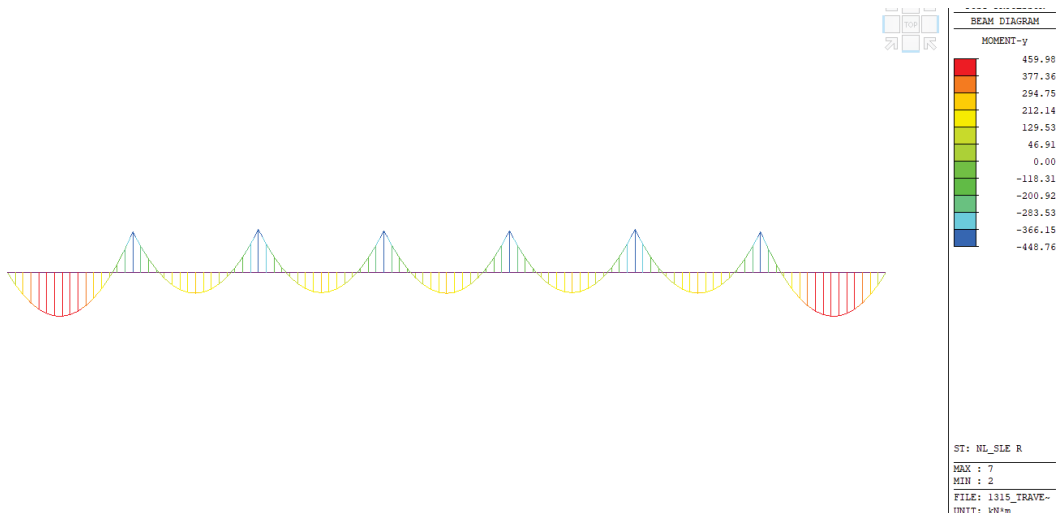


Figura 77: Sollecitazioni flettenti agli SLE-rara

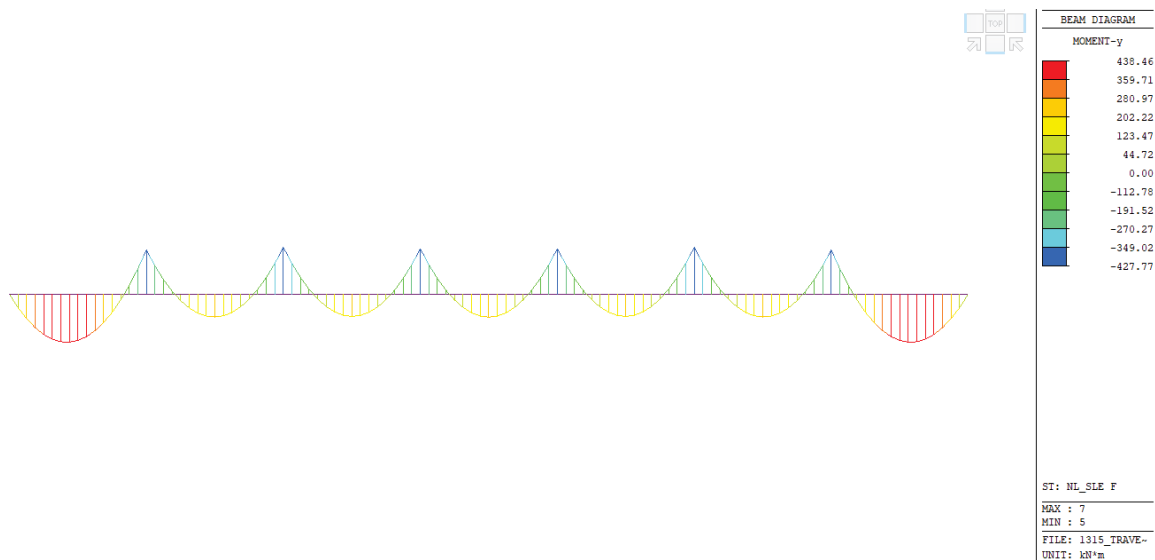


Figura 78: Sollecitazioni flettenti agli SLE-frequente

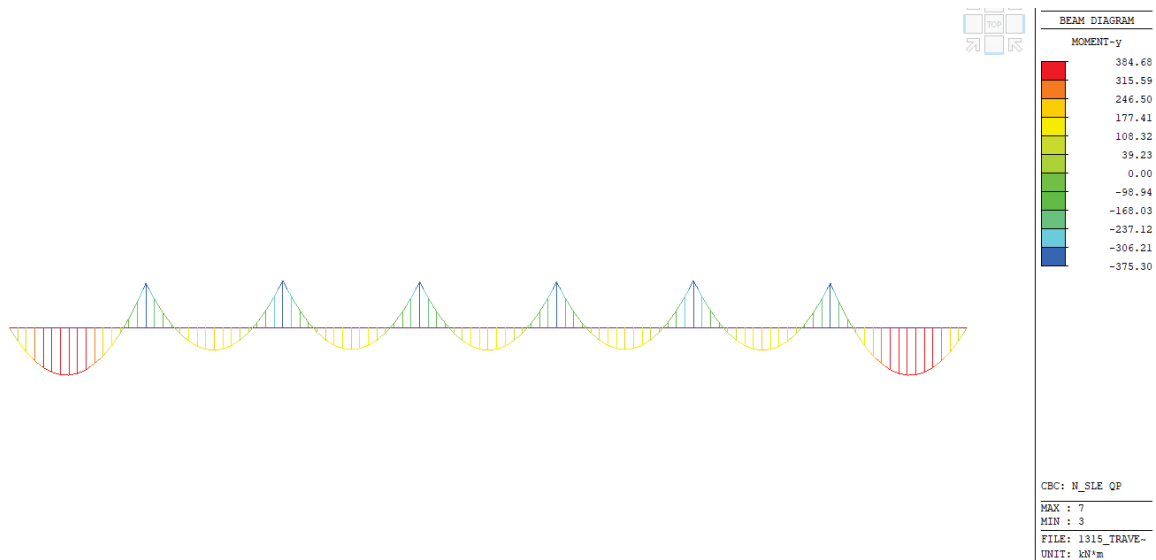


Figura 79: Sollecitazioni flettenti agli SLE-quasi permanente

Verifica a pressoflessione agli SLU

La trave è armata con 8Ø28 superiori + 8Ø28 inferiori e staffe 4Ø14/150.

La massima sollecitazione flettente è pari a $M_{sd} = 641 \text{ kNm}$, minore del momento resistente pari a $M_{Rd} = 879 \text{ kNm}$

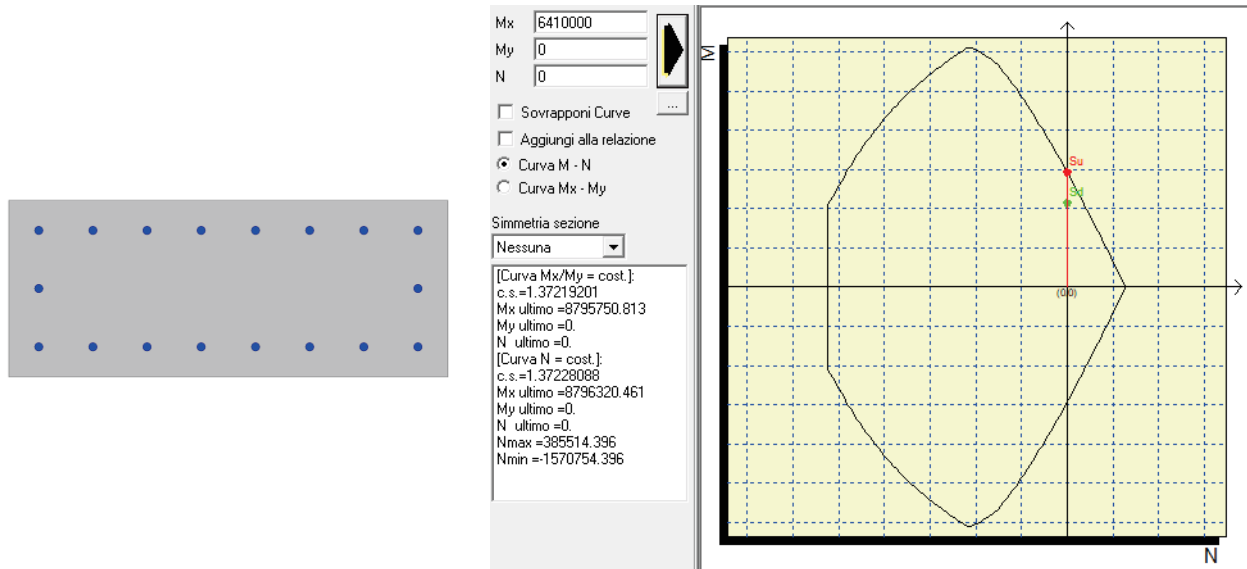


Figura 80: Verifica a pressoflessione SLU

Verifica a taglio agli SLU

La trave è armata con 8Ø28 superiori + 8Ø28 inferiori e staffe 4Ø14/150.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)						
DATI INIZIALI SEZIONE						
B=	1500 mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	600 mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	8 ϕ 28 As	
Cl:	C35/45	$\gamma_{cls} =$	1.5	Arm. 2:	0 ϕ 0 4926	
$f_y =$	450 MPa	$\gamma_{acc} =$	1.15	Arm. 3:	0 ϕ 0 mmq	
$f_{cd} =$	19.83 MPa			Armatura compressa :		
$f_{yd} =$	391.3 MPa			Arm. 1:	8 ϕ 28 A's	
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0 ϕ 0 4926	
Sollecitazioni:				Arm. 3:	0 ϕ 0 mmq	
$V_{Ed} =$	1187 kN			Staffe ϕ	14 passo: 150 mm	
N=	0 kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	4	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)						
$f_{ck} =$	35 MPa		d=	512 mm	k=	1.625
$v_{min} =$	0.429		$\rho_1 =$	0.006	$\sigma_{cp} =$	0.000 Mpa
$V_{Rd} =$	422.5 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO				
$N_{arm} =$	1927.6 kN	OK				
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)						
$\theta =$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha =$	90 °	(angolo arm. Taglio)	
ctg $\theta =$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha_c =$	1.00		
$V_{Rsd} =$	1841.28 kN	(resistenza dell'armatura)	$V_{Rd} = 1841.28 \text{ kN} > V_{Ed}$: VERIFICATO			
$V_{Rcd} =$	2372.11 kN	(resistenza della biella di cls)				

Verifica delle tensioni agli SLE

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1500 mm	Copriferro effettivo =	60 mm	Momento flettente =	460.00 kNm
Altezza =	600 mm	Diametro staffa =	14 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	6.16				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	8 ϕ 28	Area totale tesa =	4926 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	88 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	512 mm		
Armatura a compressione :			Pos. asse neutro y = 120.51 mm		
Armatura 1:	8 ϕ 28	Area totale compressa =	4926 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	88 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0				
Tensione limite cls (0.60fck)			Tensione cls =	10.0 MPa	verificato
$\sigma_c =$	21 MPa				
Tensione limite acciaio (0.80fyk)			Tensione acciaio arm. tesa =	200 MPa	verificato
$\sigma_s =$	360 MPa				

VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1500 mm	Copriferro effettivo =	60 mm	Momento flettente	385.00 kNm
Altezza =	600 mm	Diametro staffa =	14 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	15				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	8 ϕ 24	Area totale tesa =	3619 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	86 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	514 mm		
Armatura a compressione :			Pos. asse neutro y = 148.23 mm		
Armatura 1:	8 ϕ 24	Area totale compressa =	3619 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	86 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0				
Tensione limite cls (0.45fck)			Tensione cls =	6.27 MPa	verificato
$\sigma_c =$	15.75 MPa				

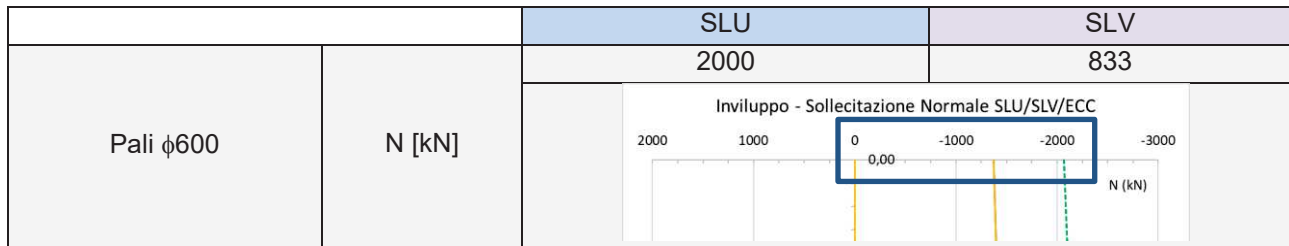
Verifica di fessurazione agli SLE

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19)					
COMBINAZIONE "FREQUENTE"					
B=	1500	mm	(base sezione)		Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	600	mm	(altezza sezione)		i = 40.4754
M=	439	kNm	(momento flettente SLE)		ka = 300
Armatura a trazione :				copr. bar.	x = 121 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	8	φ	28	74	Jx = 5.9E+09 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	0	φ	0		σs = 185 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0	φ	0		Wcls = 9.0E+07 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :				copr. bar.	σc = 4.87778 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	8	φ	28	74	k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0	φ	0		k2 = 0.5 (flessione)
Arm. 3:	0	φ	0		k3 = 3.4
As,t =	4926	mmq	(area acciaio tesa)		k4 = 0.425
As,c =	4926	mmq	(area acciaio compressa)		d = 526 mm
c =	60	mm	(ricoprimento armatura)		hc,ef = 159.823 mm
f =	28	mm	(diam. barre per calcolo fessure)		Ac,ef = 239734 mmq
αe =	6.16		(rapporto Es/Ecm)		Sp max = 370 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.4		(fattore durata carico)		εsm = 0.00055
fctm =	3.21	MPa	(res. media traz. Cls)		Δsm = 256.267 mm
Limite fessura	0.3	mm			
AMPIEZZA FESSURA $Wk = 1.7 \times \varepsilon_{sm} \times \Delta_{s,m} = 0.238$ mm VERIFICATO					

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19)					
COMBINAZIONE "QUASI PERMANENTE"					
B=	1500	mm	(base sezione)		Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	600	mm	(altezza sezione)		i = 98.5203
M=	385	kNm	(momento flettente SLE)		ka = 300
Armatura a trazione :				copr. bar.	x = 164 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	8	φ	28	74	Jx = 1.2E+10 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	0	φ	0		σs = 168 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0	φ	0		Wcls = 9.0E+07 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :				copr. bar.	σc = 4.27778 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	8	φ	28	74	k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0	φ	0		k2 = 0.5 (flessione)
Arm. 3:	0	φ	0		k3 = 3.4
As,t =	4926	mmq	(area acciaio tesa)		k4 = 0.425
As,c =	4926	mmq	(area acciaio compressa)		d = 526 mm
c =	60	mm	(ricoprimento armatura)		hc,ef = 145.396 mm
f =	28	mm	(diam. barre per calcolo fessure)		Ac,ef = 218094 mmq
αe =	15		(rapporto Es/Ecm)		Sp max = 370 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.4		(fattore durata carico)		εsm = 0.00048
fctm =	3.21	MPa	(res. media traz. Cls)		Δsm = 243.967 mm
Limite fessura	0.2	mm			
AMPIEZZA FESSURA $Wk = 1.7 \times \varepsilon_{sm} \times \Delta_{s,m} = 0.198$ mm VERIFICATO					

9.2.7.3 Verifiche capacità portante

Il carico assiale in testa palo risulta:



La somma dei contributi comporta una resistenza pari a $R_d=2743 \text{ kN} > E_d=2000 \text{ kN}$

Tipo di palo		Trivellato											
Diametro palo	D	0,60	[m]										
Area della punta del palo	A _p	0,28	[m ²]										
Area lat. per unità di lunghezza	A _l	1,88	[m ²]										
Peso specifico palo	γ_{els}	25,00	[kN/mc]										
Lunghezza del palo	L	29,00	[m]										
Altezza cuneo di spinta	L	0,00	[m]										

n	Unità	da	a	γ	$q_{l,med}$	$q_{l,min}$	$q_{l,k}$	$q_{p,med}$	$q_{p,min}$	$q_{p,k}$	ξ_1	ξ_2	γ_s	γ_b
		[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	-	-	-
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31							
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18							
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34							
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34							
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24							
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36							
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36							
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36							

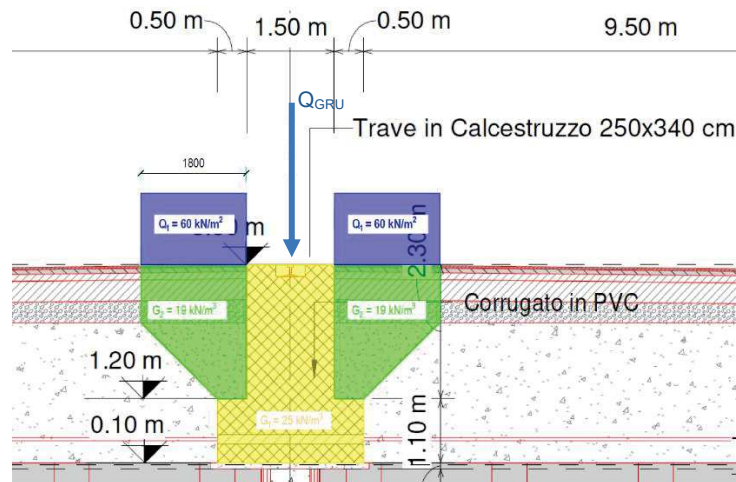
Unità	z	γ	γ'	$q_{l,k}$	Q_l	R_{sd}	$q_{p,k}$	Q_p	R_{bd}	W_p	R_{cd}
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[Kpa]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0,00	19	9	35,31	0,00	0,00	1794,00	507,24	375,73	0,00	375,73
R	0,50	19	9	35,31	33,28	28,94	1794,00	507,24	375,73	2,12	402,55
R	1,00	19	9	35,31	33,28	28,94	1794,00	507,24	375,73	2,12	429,37
P	1,50	18	8	35,31	33,28	28,94	1794,00	507,24	375,73	2,12	456,19
P	2,00	18	8	35,31	33,28	28,94	1794,00	507,24	375,73	2,12	483,00
P	2,50	18	8	35,31	33,28	28,94	1794,00	507,24	375,73	2,12	509,82
P	3,00	18	8	35,31	33,28	28,94	1794,00	507,24	375,73	2,12	536,64
S	3,50	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	623,18
S	4,00	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	709,72
S	4,50	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	796,26
S	5,00	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	882,80
S	5,50	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	969,34
S	6,00	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	1055,88
S	6,50	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	1142,42
S	7,00	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	1228,96
S	7,50	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	1315,49
S	8,00	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	1402,03
S	8,50	20	10	108,18	101,96	88,66	1794,00	507,24	375,73	2,12	1488,57

M1	9,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1521,97
M1	9,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1555,37
M1	10,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1588,77
M1	10,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1622,17
M1	11,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1655,57
M1	11,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1688,96
M1	12,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1722,36
M1	12,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1755,76
M1	13,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1789,16
M1	13,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1822,56
M1	14,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1855,96
M1	14,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1889,36
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1922,75
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1956,15
M2	16,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	1989,55
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2022,95
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2056,35
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2089,75
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2123,15
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2156,54
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2189,94
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2223,34
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2256,74
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2290,14
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2323,54
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2356,94
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2390,33
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2423,73
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2457,13
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2490,53
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2523,93
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	40,85	35,52	1794,00	507,24	375,73	2,12	2557,33
T	25,00	20	10	45,24	42,64	37,08	1794,00	507,24	375,73	2,12	2592,28
T	25,50	20	10	45,24	42,64	37,08	1794,00	507,24	375,73	2,12	2627,24
A1	26,00	19	9	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2641,80
A1	26,50	19	9	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2656,37
A1	27,00	19	9	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2670,93
A1	27,50	19	9	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2685,50
A1	28,00	19	9	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2700,07
A1	28,50	19	9	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2714,63
A2	29,00	20	10	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2729,20
A2	29,50	20	10	20,36	19,19	16,69	1794,00	507,24	375,73	2,12	2743,76

9.2.8 Verifiche della seconda via di corsa della gru

9.2.8.1 Analisi dei carichi

Si considerano i seguenti carichi agenti sulla trave di coronamento dei pali:



- Peso proprio: $G_1 = 25 \text{ kN/m}^3$
- Permanenti portati (peso medio pavimentazione + terreno) $G_2 = 19 \text{ kN/m}^3$
 - o Stimato di 19 kN/m^3 , si considera il volume della porzione
 - o In verde agente direttamente sulla trave di fondazione)
- Accidentali distribuiti $Q = 60 \text{ kN/m}^2$
- Accidentali concentrati (scarico gru, la condizione più) $Q_{GRU} = 360 \text{ kN/m}$
 - o sfavorevole sulla rotaia lato terra si ha nelle condizioni
 - o non operative con il vento agente lateralmente alla gru)

Ciascun carrello della gru lato terra scarica il peso proveniente dalla struttura su una lunghezza di 12.4m come indicato nelle immagini seguenti:

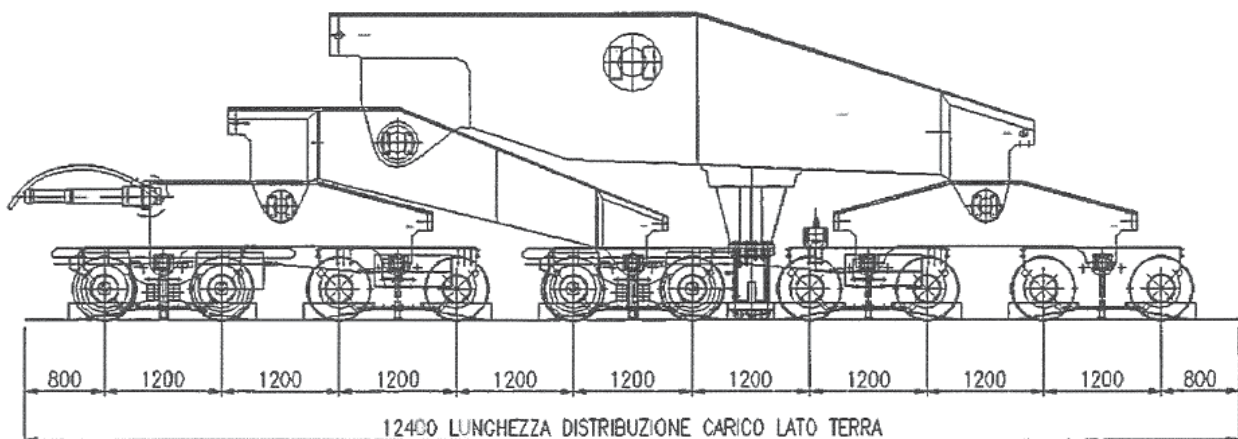
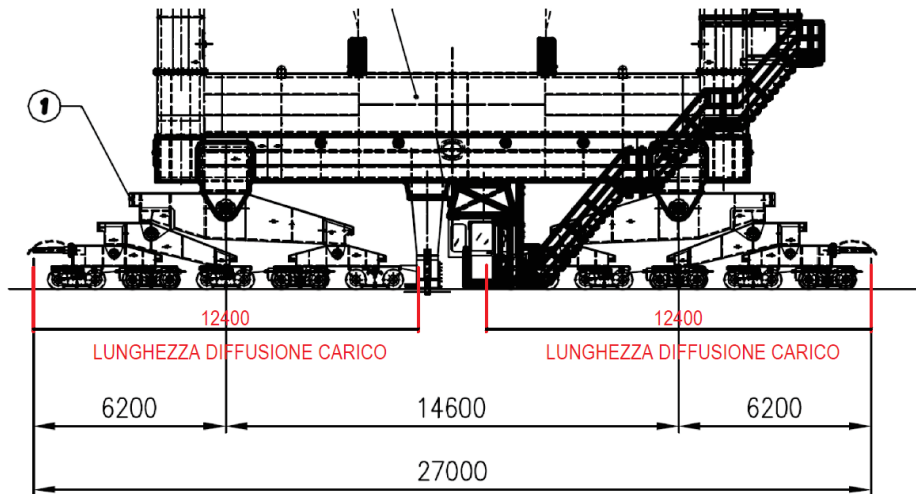


fig. 4. dettaglio traslazione lato terra angolo sinistro



Nelle seguenti tabelle fornite dal produttore della gru sono riassunti i carichi a metro lineare agenti su ciascun angolo della gru in condizioni operative (vento 72 km/h) e non (vento 180 km/h):

72 km/h	vento laterale (t/m)	vento frontale (t/m)
LATO MARE SINISTRO	33,5	37,2
LATO MARE DESTRO	35,6	34,6
LATO TERRA SINISTRO	4,2	5,4
LATO TERRA DESTRO	8,7	4,8

180 km/h	vento laterale (t/m)	vento frontale (t/m)
LATO MARE SINISTRO	5,1	34,2
LATO MARE DESTRO	35,9	32,5
LATO TERRA SINISTRO	2,8	6,3
LATO TERRA DESTRO	36,0	4,8

Nella tabella seguente vengono riassunti i carichi agenti a metro sulla trave di coronamento dei pali nella condizione più sfavorevole (nelle combinazioni di SLU e SLE)

	A	L	γ	p	g_i	q_1	γ_{SLU}	SLU	SLE
	$[m^2]$	$[m]$	$[kN/m^3]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m]$	$[kN/m]$	$[-]$	$[kN/m]$	$[kN/m]$
G_1	6.2	-	25	-	155	-	1.3		
G_2	3.3	-	19	-	125.4	-	1.3		
Q_1	-	1.8	-	60	-	216	1.5		
Condizioni non operative con vento laterale									
$Q_{GRU,v,sx}$	-	-	-	-	-	28	1.5	731	524
$Q_{GRU,v,dx}$	-	-	-	-	-	360	1.5	1229	856

I carichi orizzontali in condizioni operative dovuti al serpeggiamento dei carrelli sono stimabili in un 10-15% del carico verticale. Le sollecitazioni generate dalle azioni di serpeggiamento risultano essere di lieve entità.

9.2.8.2 Verifiche strutturali trave c.a.

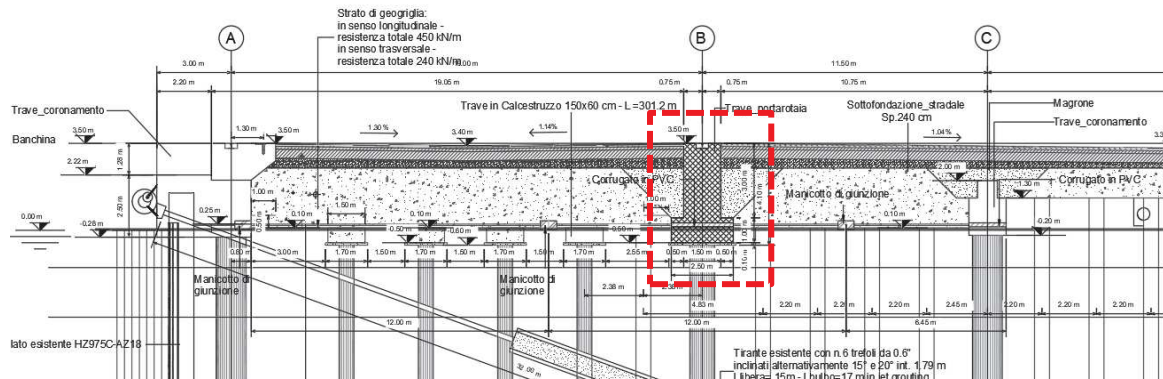
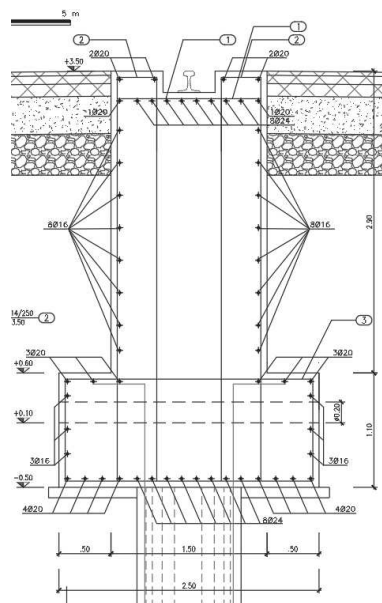


Figura 81: Key – Section.



Data la geometria di posizionamento dei pali (interasse 3.58 m) si considera uno schema tirante-puntone sulle teste dei pali, considerando la risultante del carico distribuito a metro (carico gru lato terra, condizioni non operative con vento laterale) posizionato in mezzeria tra due pali consecutivi.

Il carico agente allo SLU è pari a

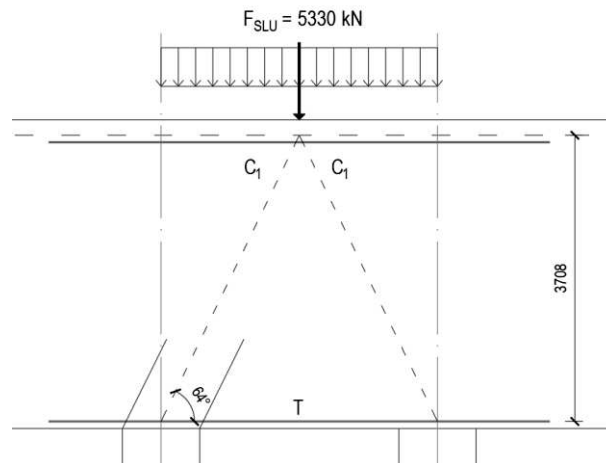
$$F_{SLU} = 1489 \text{ kN/m} * 3.58\text{m} = 5330 \text{ KN}$$

L'altezza d del meccanismo tirante puntone è pari a

$$d = 3708\text{mm}$$

L'angolo d'inclinazione sull'orizzontale del puntone compresso è

$$\theta = 64^\circ$$



Si riportano di seguito gli sforzi di compressione sui puntoni di calcestruzzo e la trazione sull'armatura.

$$C_1 = F_{SLU} / (2 * \sin(\theta)) = 2965 \text{ kN}$$

$$T = C_1 * \cos(\theta) = 1300 \text{ kN}$$

Considerando l'area del puntone compresso pari alla proiezione dell'impronta del palo si ottiene la seguente tensione di compressione sul calcestruzzo:

$$A_{cls} = \pi * 500^2 = 785000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cls} = C_1 / A_{cls} = 3.77 \text{ Mpa}$$

$$< f_{cd} = 0.85 * 35 / 1.5 = 19.8 \text{ Mpa}$$

Il puntone risulta verificato.

L'area di armatura necessaria per assorbire il tiro è pari a:

$$A_s = T / f_{yd} = 1300000 \text{ N} / (450 / 1.15 \text{ MPa}) = 3324 \text{ mm}^2$$

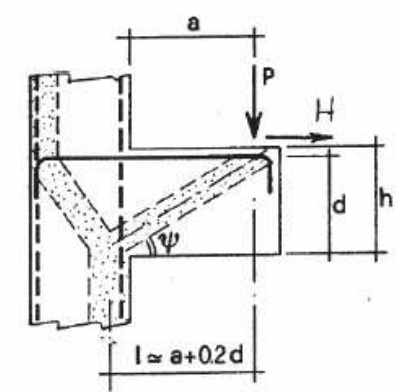
Si prevedono armature inferiori e superiori 8Ø24 (3619 mm²) disposte lungo la larghezza del palo a cui vanno aggiunte barre Ø20 con interasse massimo 200 mm al di fuori della larghezza del meccanismo tirante puntone (larghezza 1m, pari al palo di fondazione).

Si riporta di seguito la verifica dell'ala della trave a T rovescia. Data la sua geometria l'ala viene verificata come una mensola tozza di larghezza 1m tramite uno schema tirante puntone.

Il carico agente sull'ala della trave allo SLU è pari a:

$$P_{Ed} = 1.3 * G_2 + 1.5 * Q = 722 \text{ kN/m}$$

Rck =	45	N/mm ²
fcd =	21.2	N/mm ²
f _{yd} =	392	N/mm ²
Ped =	722	KN
Hed =	0	KN
As =	1570.0	mm ²
a =	300	mm
b =	1000	mm
d =	1030	mm
c =	1.5	
l =	756	mm
λ =	0.8	
Prs =	754.6	KN
Prc =	7855.4	KN



c.s. = Prs/Ped =	1.05	> 1	ARMATURA VERIFICATA
c.s. = Prc/Prs =	10.41	> 1	PUNTONE VERIFICATO

L'armatura necessaria per resistere al tiro è pari a Ø20/200 (1570 mm²).

9.2.8.3 Verifiche strutturali pali in c.a.

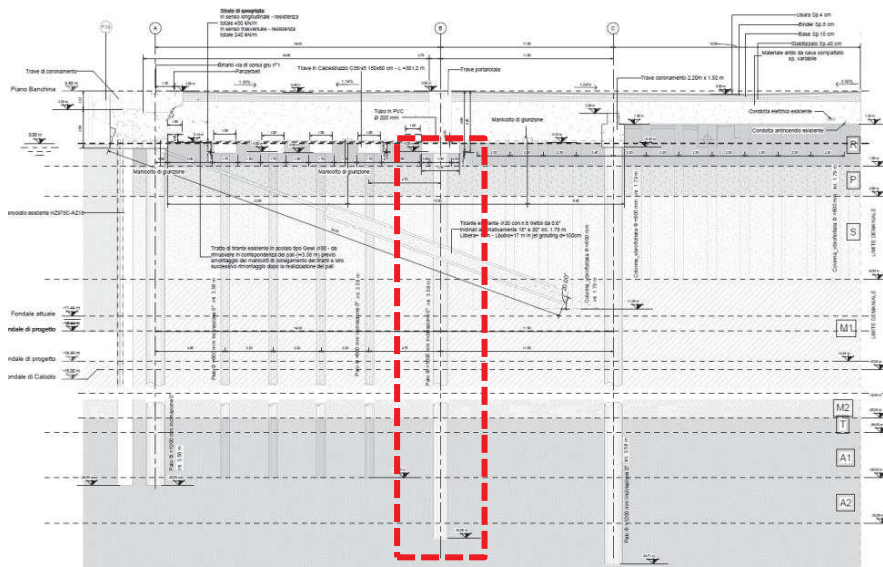


Figura 82: Key – Section.

Le sollecitazioni di verifica sono:

SLU

$$M_{SLU} = -112.11 \text{ kNm} \quad N_{SLU} = -822.88 \text{ kN} \quad V_{SLU} = 946.22 \text{ kN}$$

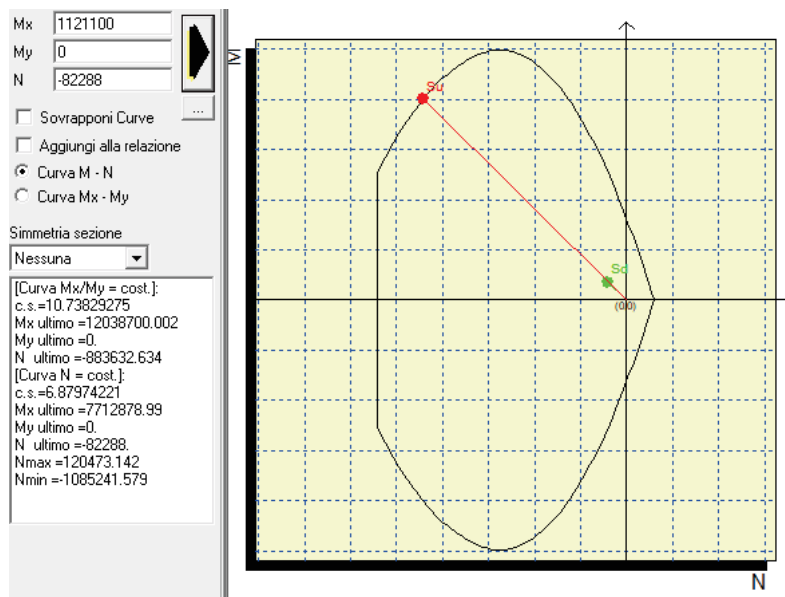
SLE

$$M_{SLE} = -75.69 \text{ kNm} \quad N_{SLU} = -882.35 \text{ kN}$$

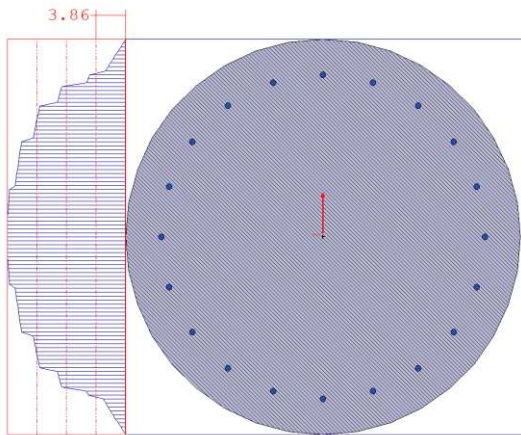
Diametro palo 1000 mm

Armatura palo: staffe elicoidali $\phi 12/100$ per i primi 2.5m, $\phi 10/200$ per la restante lunghezza e armatura verticale $20\phi 14$. Le verifiche sono di seguito riportate:

Verifica di resistenza a pressoflessione SLU



Verifica di resistenza a taglio SLU



Acls = 7814.17
sigma,cp = -10.53
fck = 272.3 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 12.5
Area staffeX = 18.0956 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 12.5
Area staffeY = 18.0956 cmq/m
bwX = 56.57 , huX = 75.89
bwY = 56.57 , huY = 75.89
Asl,X = 4.62
Asl,Y = 4.62
Tx = 0 , Ty = 94622

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 21380.03
VcdY = 21380.03
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 4.43 > 1
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 109825.24
Vrd,max,Y = 109825.24
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.86 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 105136
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 105136
Ty/VrsdY = 0.9 < 1

Verifica delle tensioni agli SLE

Combinazione Rara

$$\sigma_c = 1.5 \text{ MPa} < \sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 6.67 \text{ MPa} < \sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$$

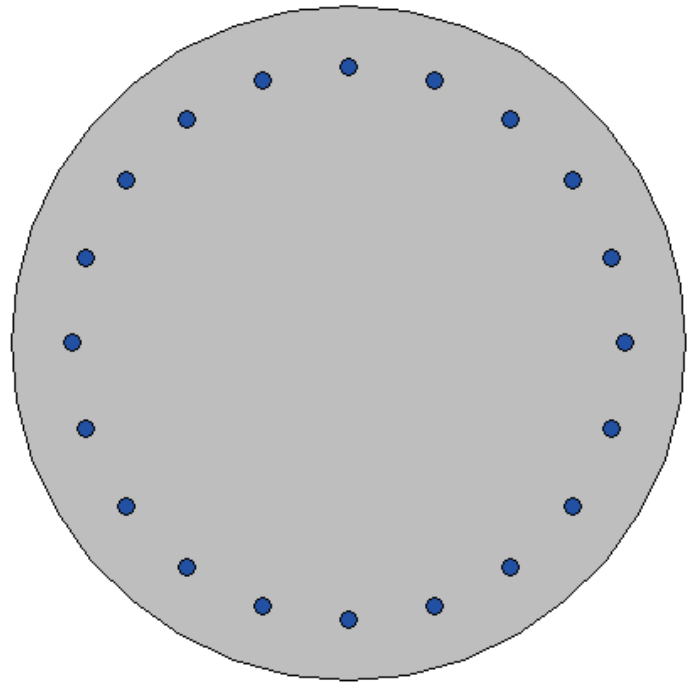
Combinazione quasi permanente

$$\sigma_c = 1.5 \text{ MPa} < \sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifica di fessurazione agli SLE

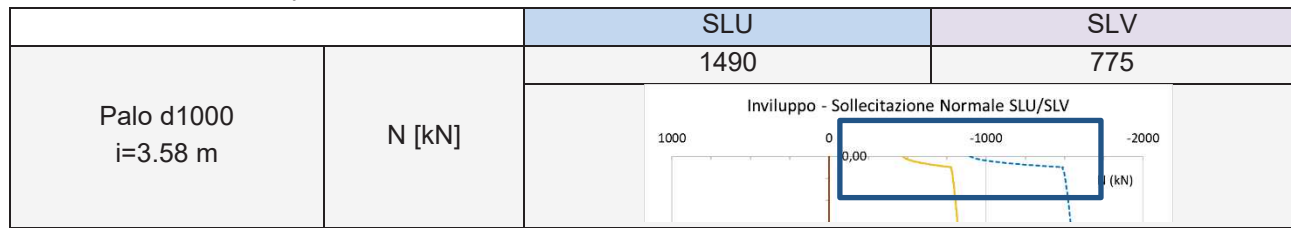
Mx	756900		
My	0		
N	-88235		...
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	7.62	<input type="checkbox"/>	
Interferro	12.83	<input type="checkbox"/>	
fck	450		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sezione totalmente compressa Sigma c max < fctd			



Sezione non fessurata → verifica soddisfatta

9.2.9 Capacità portante verticale

Il carico assiale in testa palo risulta:



La resistenza pari a $R_d=5004 \text{ kN} > E_d=1490 \text{ kN}$ verificato

Tipo di palo		Trivellato												
Diametro palo	D	1,00	[m]											
Area della punta del palo	A _p	0,79	[m ²]											
Area lat. per unità di lunghezza	A _l	3,14	[m ²]											
Peso specifico palo	γ _{els}	25,00	[kN/mc]											
Lunghezza del palo	L	33,00	[m]											
Altezza cuneo di spinta	L	0,00	[m]											

n	Unità	da	a	γ	q _{l,med}	q _{l,min}	q _{l,k}	q _{p,med}	q _{p,min}	q _{p,k}	ξ1	ξ2	γ _s	γ _b			
		[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	-	-	-			
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35			
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31										
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18										
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34										
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34										
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24										
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36										
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36										
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36										

Unità	z	γ	γ'	q _{l,k}	Q _t	R _{sd}	q _{p,k}	Q _p	R _{bd}	W _p	R _{cd}
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[Kpa]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0,00	19	9	35,31	0,00	0,00	1794,00	1409,00	1043,71	0,00	1043,71
R	0,50	19	9	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1086,05
R	1,00	19	9	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1128,39
P	1,50	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1170,73
P	2,00	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1213,07
P	2,50	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1255,41
P	3,00	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1297,75
S	3,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1439,62
S	4,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1581,50
S	4,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1723,37
S	5,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1865,25
S	5,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2007,13
S	6,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2149,00
S	6,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2290,88
S	7,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2432,75
S	7,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2574,63
S	8,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2716,51
S	8,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2858,38

M1	9,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2911,69
M1	9,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2965,00
M1	10,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3018,31
M1	10,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3071,62
M1	11,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3124,92
M1	11,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3178,23
M1	12,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3231,54
M1	12,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3284,85
M1	13,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3338,16
M1	13,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3391,46
M1	14,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3444,77
M1	14,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3498,08
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3551,39
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3604,70
M2	16,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3658,00
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3711,31
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3764,62
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3817,93
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3871,24
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3924,54
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3977,85
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4031,16
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4084,47
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4137,78
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4191,08
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4244,39
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4297,70
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4351,01
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4404,32
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4457,62
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4510,93
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4564,24
T	25,00	20	10	45,24	71,06	61,79	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4620,14
T	25,50	20	10	45,24	71,06	61,79	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4676,05
A1	26,00	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4697,97
A1	26,50	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4719,89
A1	27,00	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4741,81
A1	27,50	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4763,72
A1	28,00	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4785,64
A1	28,50	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4807,56
A2	29,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4829,48
A2	29,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4851,40
A2	30,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4873,32
A2	30,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4895,24
A2	31,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4917,16
A2	31,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4939,08
A2	32,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4961,00
A2	32,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4982,92
A2	33,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	5004,84

9.2.10 Dimensionamento del geosintetico al di sopra dei pali di rinforzo

Il sistema di pali di rinforzo a monte della paratia, grazie alle travi di ripartizione al di sopra dei pali risulta già sufficiente ad assolvere alle funzioni di trasferimento dei carichi in profondità e di sgravio della paratia. E' però opportuno considerare un sistema di ripartizione delle azioni di superficie per tutelare la funzionalità del piazzale ed in questo senso il sistema risulta opportunamente completato da una geogriglia strutturale al di sopra dei pulvini dei pali.

Il dimensionamento di un tale sistema strutturale è oggi piuttosto consolidato nella pratica costruttiva dei rilevati su terreni compressibili, quando si voglia ridurre lo sviluppo dei cedimenti, ed è normato da varie raccomandazioni tecniche europee, tra le quali figura la British Standard 8006 (1995) "Code of practice for strenghtened/reinforced soils and other fills, che viene assunta come riferimento assieme alle considerazioni svolte sul tema nell'articolo scientifico "La progettazione di rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici" (Moraci, Giofrè, 2010).

Il dimensionamento della geogriglia di rinforzo in uno schema come quello in esame, di piazzale sostenuto da travi di fondazione e pali, avviene secondo le seguenti due fasi:

- determinazione della tensione verticale agente sul geosintetico di rinforzo posto tra due pali mediante un modello che tenga conto dell'effetto arco (Figura 38, sx);
- determinazione della tensione di trazione sul geosintetico per effetto del carico ad esso trasmesso dal rinterro, assumendo una specifica deformazione per il rinforzo (Figura 38, dx).

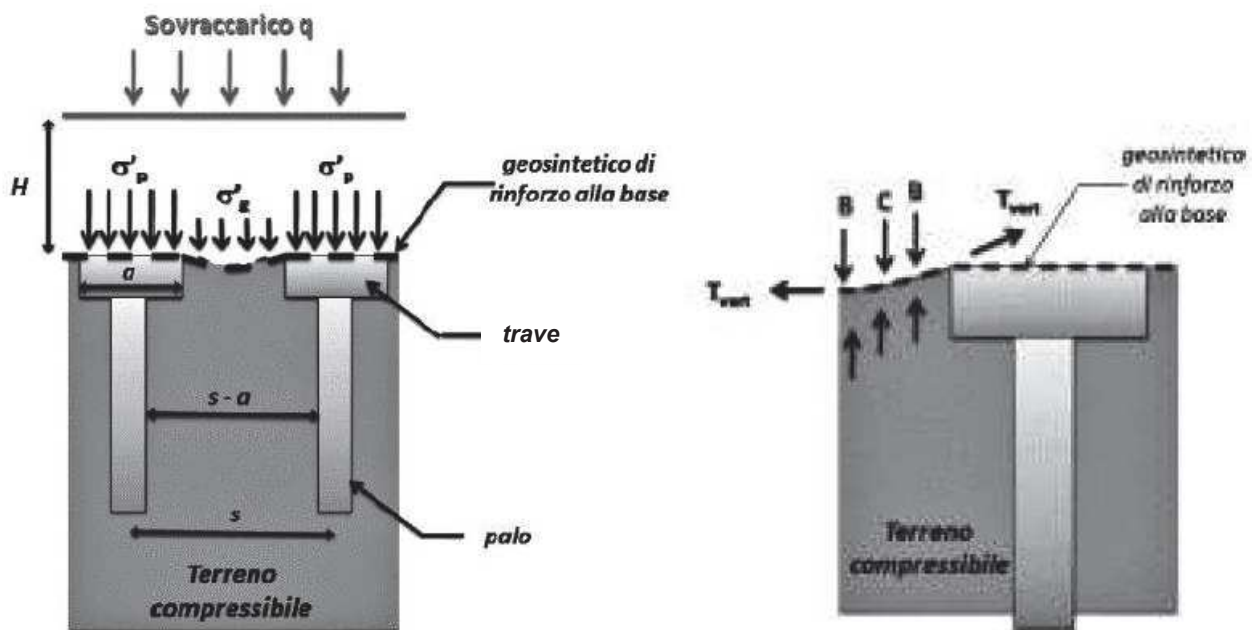


Figura 83 – sx) Schema per la determinazione delle tensioni verticali agenti sui pali e sul terreno di fondazione; dx) valutazione della forza di trazione agente sul geosintetico di rinforzo

La tensione verticale che si sviluppa sul geosintetico di rinforzo dipende dall'effetto arco che si sviluppa nel terreno soprastante. Se infatti l'altezza del terreno è sufficiente a permettere lo sviluppo di un effetto arco completo, lo sforzo sul geosintetico dipende solo dal terreno al disotto dell'arco, viceversa è funzione dei carichi applicati. Ci sono diverse formulazioni per valutare l'altezza di terreno necessario per considerare un pieno sviluppo dell'effetto arco, la più semplice delle quali tiene conto della sola geometria nel seguente modo:

$$H_c = 1,4 (s-a)$$

dove (vedi Figura 38, sx), H_c è la distanza tra il piano campagna ed il pulvino che permette di considerare un pieno sviluppo dell'effetto arco (altezza critica), s è l'interasse tra due allineamenti di pali ed a è la dimensione del pulvino.

In direzione trasversale alla banchina l'interasse tra i pali è pari a 3,20 m. Si ha quindi:

$$s = 3,20 \text{ m}; \quad a = 1,5 \text{ m} \quad \text{quindi l'altezza critica } H_c = 2,38 \text{ m}$$

Essendo l'estradosso del pulvino a +0,4 m ed il piano campagna della banchina a +3,5 m si ha che nel caso in esame $H = 3,34$ m. Quindi, in prima approssimazione, l'altezza del rilevato permette di considerare lo sviluppo di un effetto arco completo.

La pressione verticale agente sulla testa dei pali (σ'_p) può essere valutata con la formula di Marston:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \left[\frac{C_a a}{H} \right]^2$$

dove, oltre ai simboli noti, σ'_v è la tensione verticale efficace agente alla quota della geogriglia, e C_a è il coefficiente di effetto arco definito come:

$C_a = 1.95 \left(\frac{H}{a} \right) - 0.18$	Pali che lavorano di punta
$C_a = 1.50 \left(\frac{H}{a} \right) - 0.07$	Pali che lavorano per attrito

Nel caso in esame la tensione verticale agente alla quota della geogriglia vale:

$$\sigma'_v = \gamma H + q = 20 \cdot 3,34 + 60 = 127 \text{ kPa}$$

Il coefficiente di effetto arco, considerando che i pali di rinforzo lavorano per attrito:

$$C_a = 1,50 \cdot \frac{3,34}{1,5} - 0,07 = 3,27$$

e quindi la pressione verticale agente sui pulvini risulta:

$$\sigma'_p = \left[\frac{3,27 \cdot 1,5}{3,34} \right]^2 \cdot 127 = 274 \text{ kPa}$$

La pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo σ'_g si può stimare quindi con le seguenti relazioni:

$0.7(s-a) \leq H \leq 1.4(s-a)$	Effetto arco parzialmente sviluppato
$\sigma'_g = \frac{(\gamma' H + q')}{s^2 - a^2} \left(s^2 - a^2 \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)$	
$H > 1.4(s-a)$	Effetto arco completamente sviluppato
$\sigma'_g = \frac{1.4 \gamma' (s-a)}{s^2 - a^2} \left(s^2 - a^2 \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)$	

Nel caso in esame, con effetto arco completamente sviluppato, si ha:

$$\sigma_g = \frac{1.4 \cdot 20 \cdot (3.20 - 1.5)}{3.20^2 - 1.5^2} \left(3.20^2 - 1.5^2 \frac{274}{127} \right) \cong 32 \text{ kPa}$$

La tensione di trazione agente sul geosintetico di rinforzo (T_g) può essere determinata ipotizzando una deformata di tipo parabolico ed impiegando la seguente relazione:

$$T_g = \sigma_g' \frac{s(s-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}}$$

dove, oltre ai simboli noti, figura ε che è la deformazione del geosintetico. In accordo alle BS8006 la deformazione limite di riferimento per garantire un efficace trasferimento dei carichi ai pali è pari al 6%. Si ha quindi:

$$T_g = 32 \frac{3.20(3.20-1.5)}{2 \cdot 1.5} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot 0.06}} = 112,8 \text{ kN} \cong 113 \text{ kN}$$

Tale azione va riferita ad una striscia di larghezza unitaria. Tale valore può essere considerato un valore caratteristico a lungo termine, da cui derivare il valore di progetto adottando gli opportuni fattori di sicurezza.

La scelta della geogriglia può essere fatta con riferimento, oltre alla citata norma tecnica BS8006 anche la norma UNI EN 14475:2006 "Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Terra rinforzata".

Usualmente il parametro commerciale dei geosintetici è la resistenza caratteristica nominale a breve termine. Per ricavare tale valore occorre tenere conto:

- del tempo di vita della geogriglia (usualmente 2 anni, 60 anni, 120 anni);
- della temperatura di utilizzo (usualmente 20 - 25 - 30° C);
- fattore di sicurezza parziale sui materiali, che tiene conto della variabilità statistica in produzione di dimensioni e resistenza, del danno da installazione e dell'aggressività dell'ambiente di esercizio.

La resistenza "strutturale" della geogriglia a lungo termine di progetto (T_g), per un tempo di vita lungo (riferimento 120 anni) e temperatura inferiore a 30° C, può essere valutata pari a:

$$T_g = T_{CR} / f_m = 0,6 T_k / f_m$$

dove T_{CR} è la resistenza a trazione di riferimento in base alla vita e alla temperatura di progetto, T_k è la resistenza caratteristica nominale a breve termine ed f_m è il fattore parziale sui materiali che viene assunto pari a 1,25 sulla base delle raccomandazioni citate.

Quindi la resistenza caratteristica nominale a breve termine, per unità di larghezza, necessaria nel progetto in questione risulta:

$$T_k = T_g \cdot f_m / 0,6 = 113 \cdot 1.25 / 0,6 = 235 \text{ kN/m}$$

Nel progetto definitivo viene riportato un calcolo eseguito in senso trasversale per la presenza di pulvini; in tal senso, i pali avevano lo stesso interasse del progetto esecutivo ($i=3.58$ m) e la resistenza caratteristica risultava pari a 442 kN/m. Viene altresì utilizzata la stessa geogriglia prevista nel progetto definitivo con una resistenza nominale a breve termine pari a circa 450 kN/m.

10 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO - FONDAZIONI SUPERFICIALI

10.1 POZZETTI 1X1X1.2 M

Si riporta di seguito la verifica dei pozzetti d'ispezione in c.a. avente dimensione interna 100x100x120 cm.
La verifica di questa tipologia di pozzetti è ritenuta valida anche per quelli di dimensioni inferiori

10.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

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

Spinta dell'acqua

Si considera una spinta dell'acqua dal basso verso l'alto e dall'esterno verso l'interno del pozzetto considerando una densità pari a:

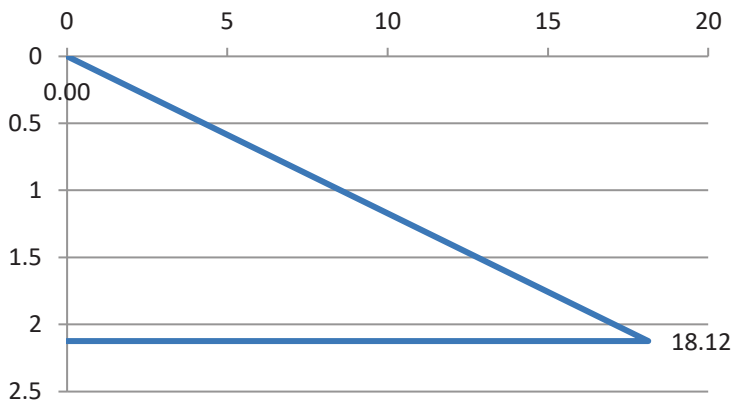
Acqua: $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Spinta del terreno

Parametri terreno:

$\phi' =$	35	°	<i>angolo di resistenza a taglio</i>
$k_0 =$	0.426		<i>coefficiente di spinta a riposo</i>
$\gamma_d =$	20	kN/m^3	<i>peso specifico secco</i>

$$p_t = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 2.125 = 18.1 \text{ kN/m}^2$$



Permanenti non strutturali

Si considera il peso di un coperchio di ghisa pari a 300 kg.

Accidentali

Si considera un carico distribuito di banchina pari a 60 kN/m² e gli effetti del sovraccarico sul terreno.

Sovraccarico: $q = 60 \text{ kN/m}^2$

Pressione laterale: $p = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 60 = 25.6 \text{ kN/m}^2$

Neve

Si considera un carico distribuito pari a 1.35 kN/m².

Spinta sismica terreno

L'incremento di spinta sismica del terreno è calcolato in accordo al § 7.11.3.5.2 di NTC18 come segue:

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

Dove $k_h = \beta_s a_{max} / g = 1.0 \cdot 0.20 = 0.20$

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma_d \cdot H = 0.20 \cdot 20 \cdot 2.125 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

10.1.2 Modello di calcolo

Si riporta di seguito una vista del modello agli elementi finiti sviluppati mediante il software Midas Gen.

Le pareti in c.a. del pozzetto sono state modellate con elementi di tipo *plate*.

Come vincolo esterno sono state applicate sul fondo delle molle alla Winkler avente rigidezza pari a 1 kg/cm³.

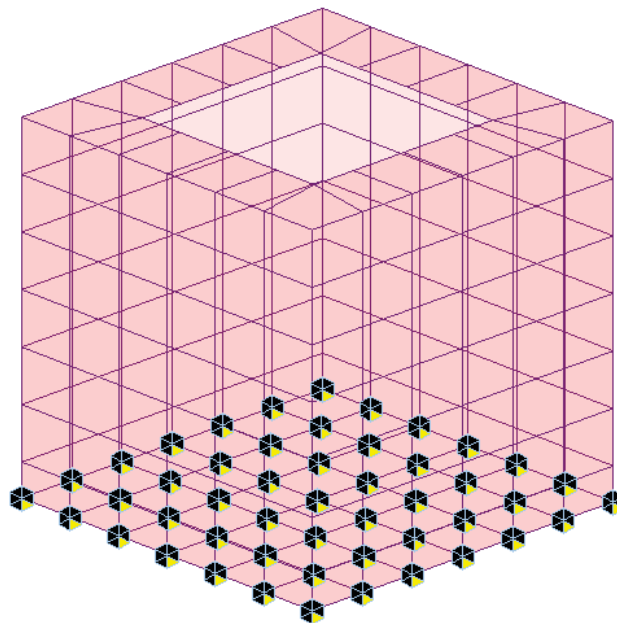
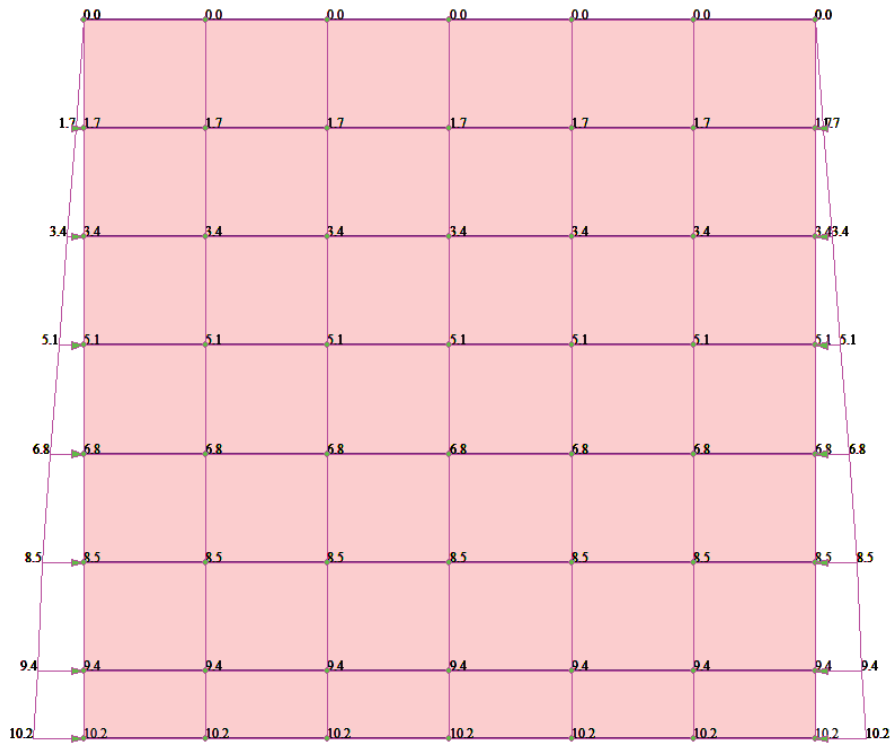


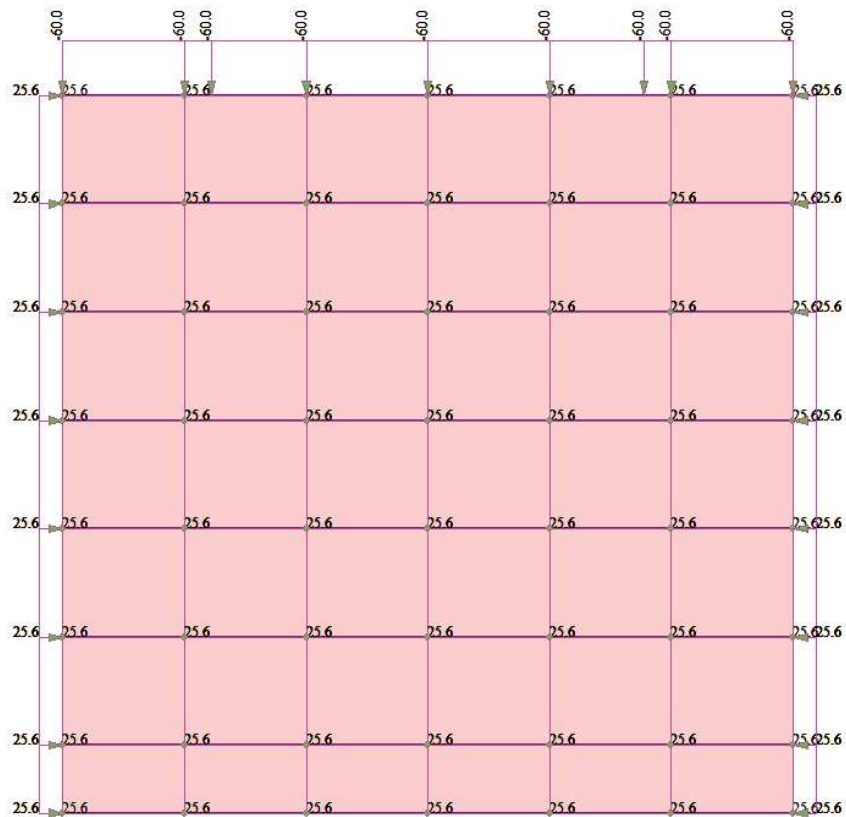
Figura 84 - Vista 3D modello

Si riportano le immagini delle azioni applicate al modello per le principali condizioni di carico.

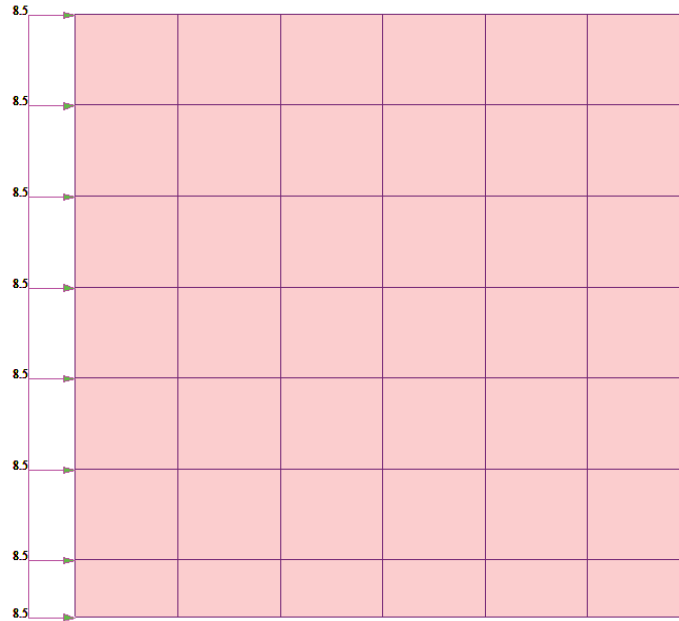
Spinta terreno:



Accidentali



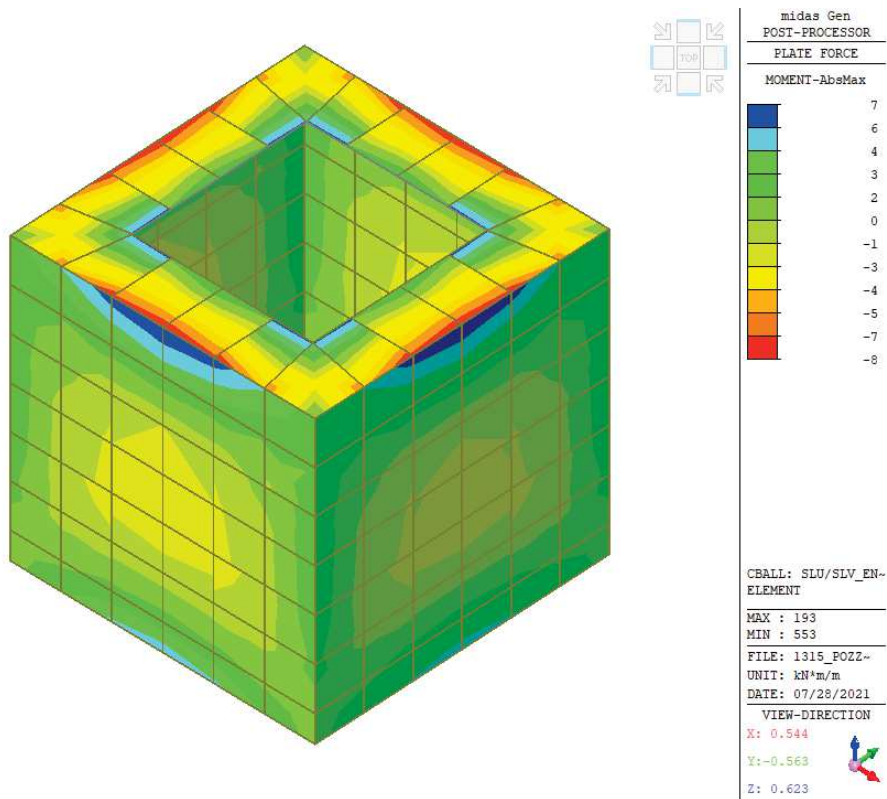
Spinta sismica terreno – Dir. X

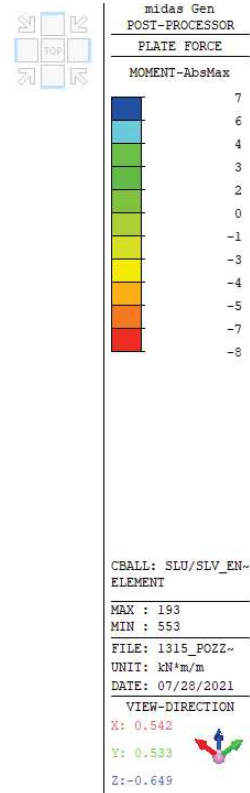
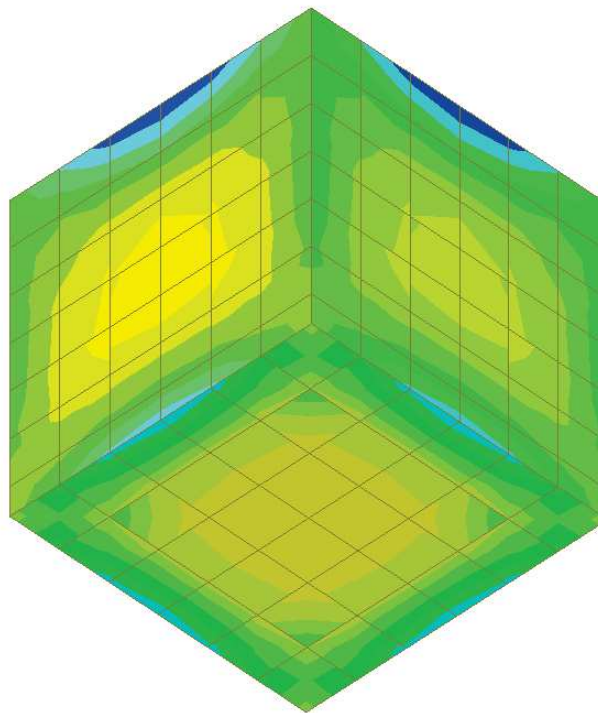


Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo e di esercizio.

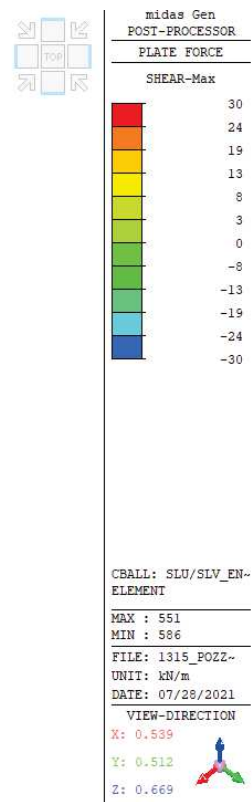
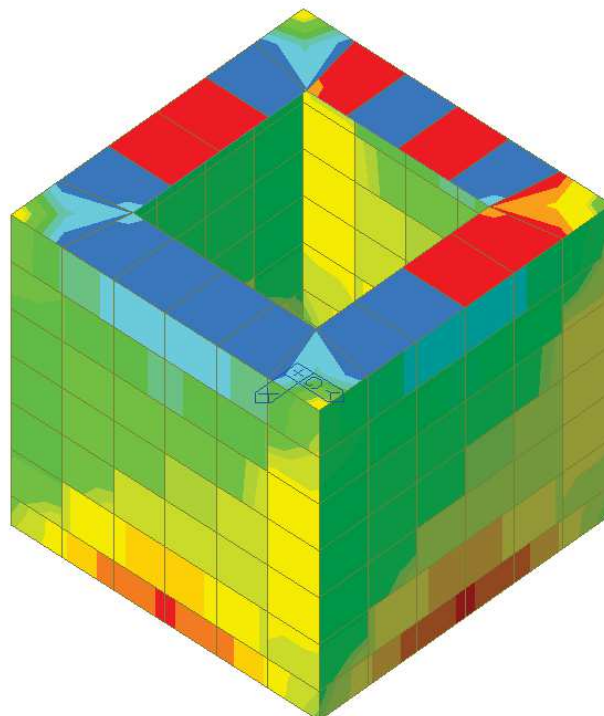
Inviluppo SLU/SLV

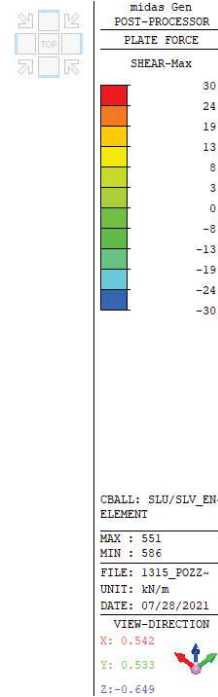
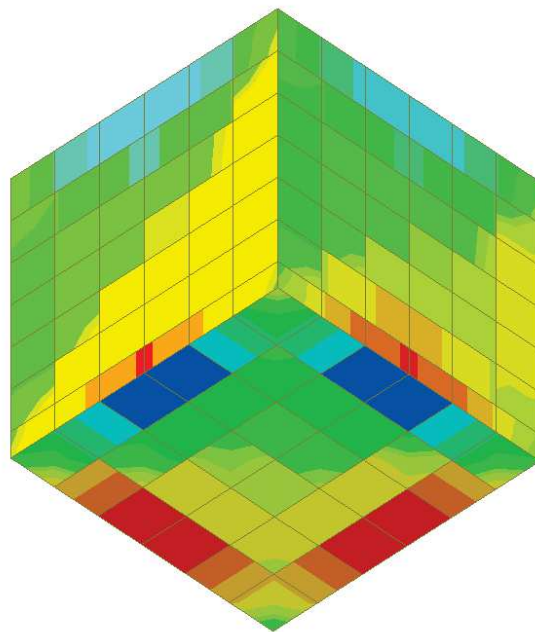
Momento flettente





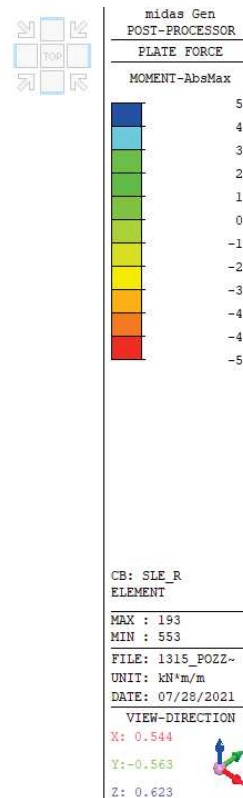
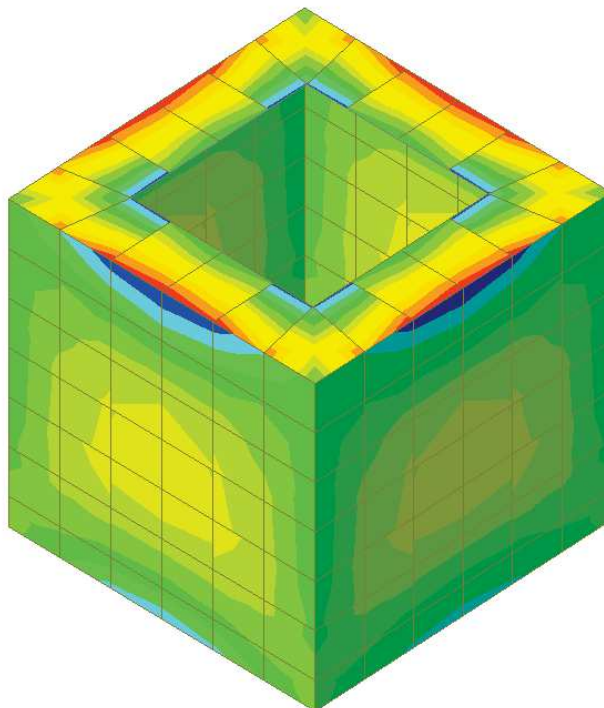
Taglio

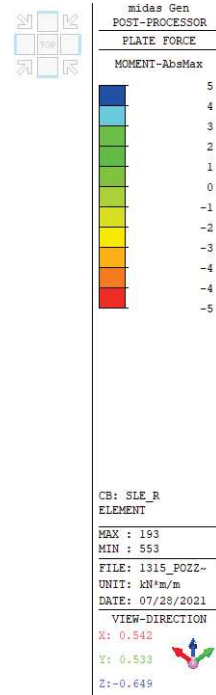
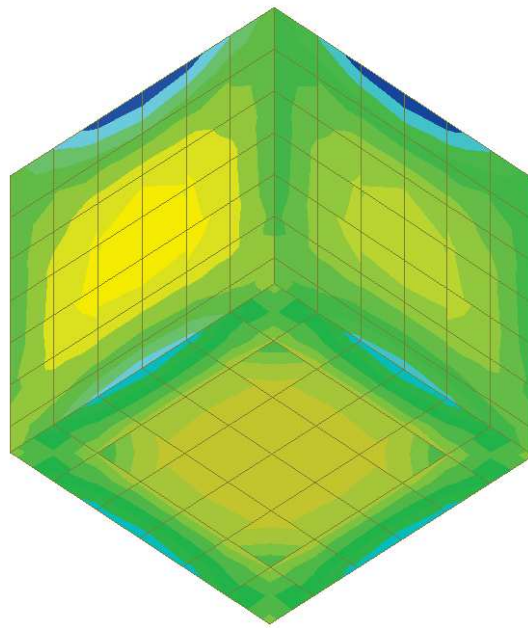




Combinazione caratteristica (rara)

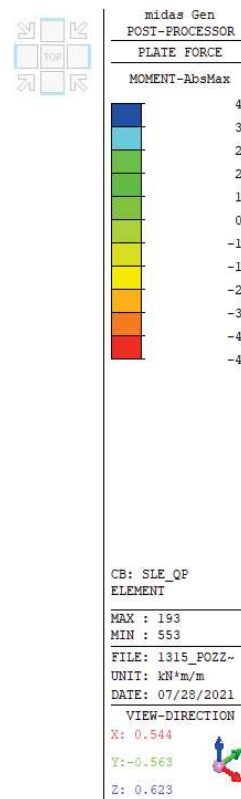
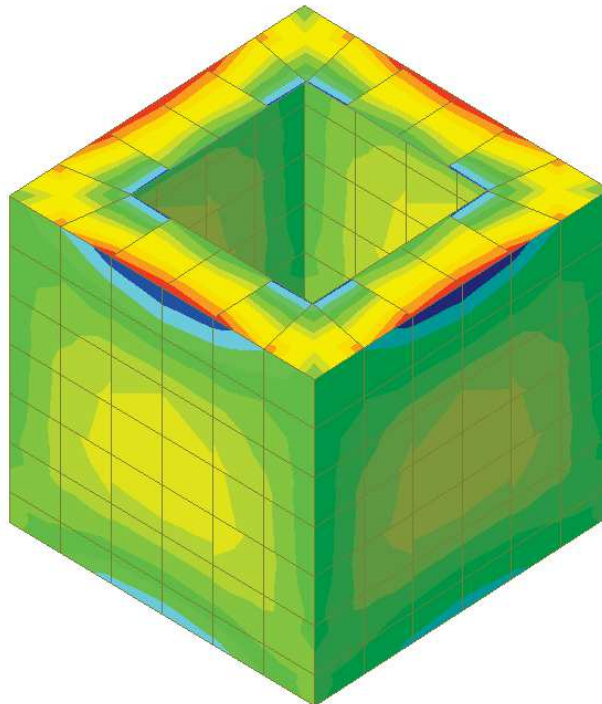
Momento flettente

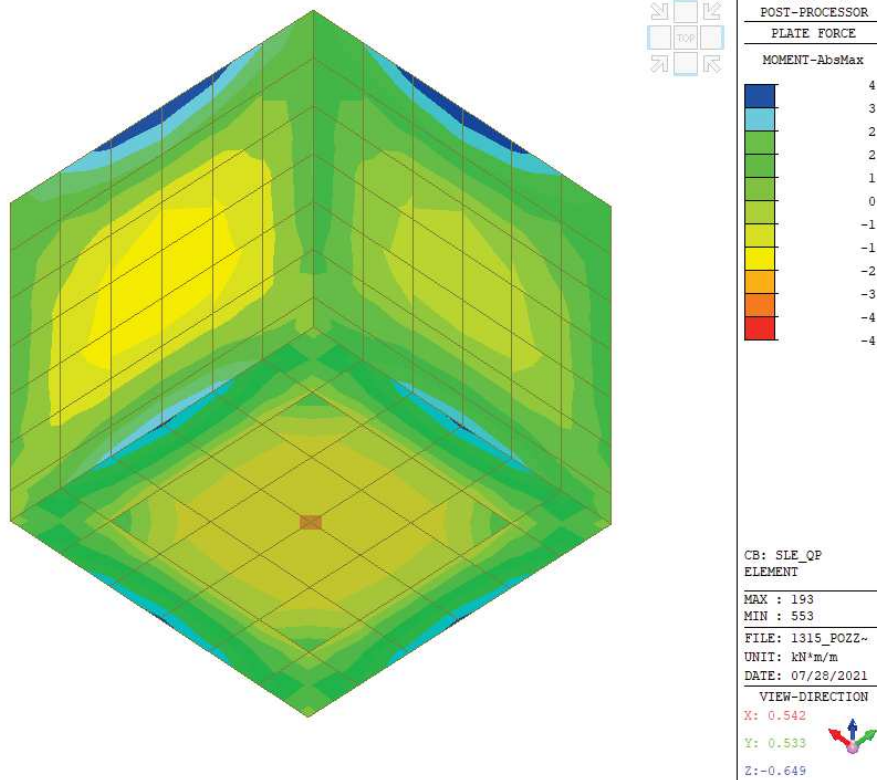




Combinazione quasi permanente

Momento flettente





10.1.3 Verifiche strutturali

Geometria di verifica:

- Spessore: $s = 25 \text{ cm}$
 Armatura: $\phi 12/200 \text{ mm}$ (entrambe le direzioni)
 Copriferro netto: $c = 5 \text{ cm}$

Verifica a flessione - SLU

Le verifiche sono eseguite mediante il software PresFle+, considerando una sezione di larghezza unitaria.

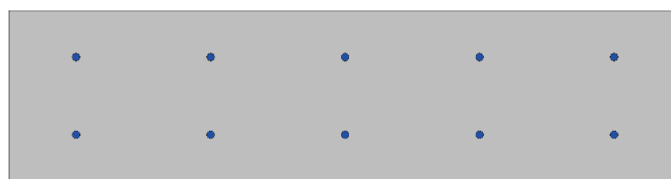


Figura 85 - Sezione di verifica

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.333 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
----	------	------	------

1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04
---	-----------	-------------	------------------------

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.333 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 340770 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-12.5
2	-50.	12.5
3	50.	12.5
4	50.	-12.5

Armature

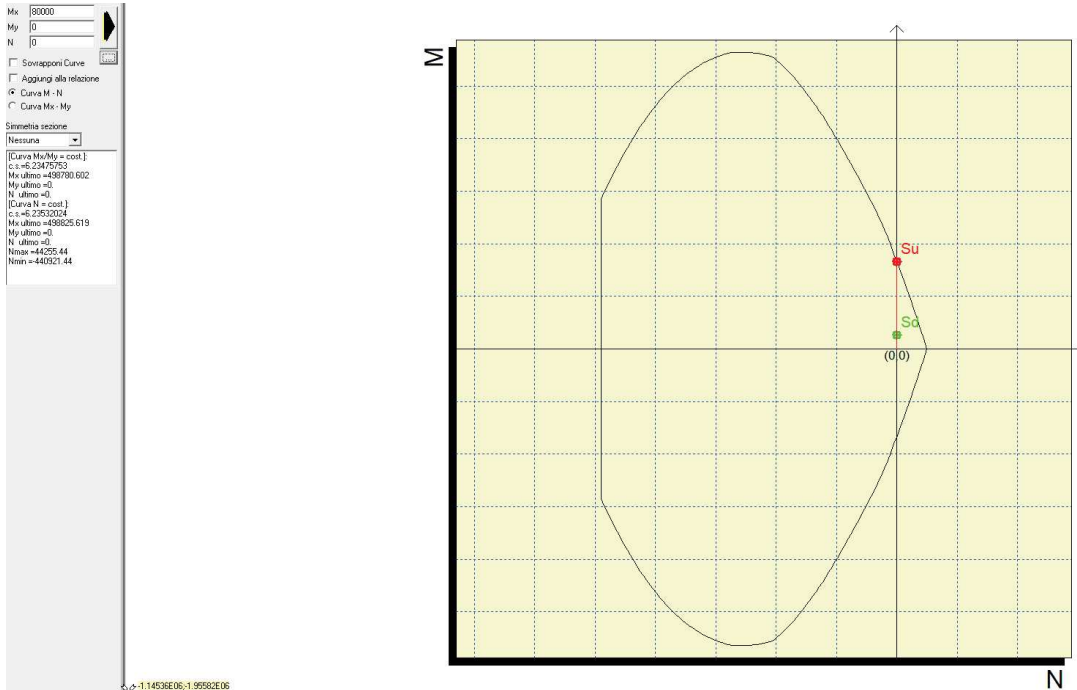
n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
2	12.	-20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
3	12.	0.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
4	12.	20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
5	12.	40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
6	12.	-40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
7	12.	-20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
8	12.	0.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
9	12.	20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
10	12.	40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	260000	0	0	0	0	0

Verifica allo stato limite ultimo

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	80000	0	0	6.235>1	6.235>1



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio – SLU

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento in c.a. privo di rinforzo a taglio.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)			
DATI INIZIALI SEZIONE			
B=	1000 mm	(base sezione)	Armatura tesa :
H=	250 mm	(altezza sezione)	
Cl:	C35/45	$\gamma_{cls}= 1.5$	Arm. 2: 0 ϕ 14 565
f_y =	450 MPa	$\gamma_{acc}= 1.15$	Arm. 3: 0 ϕ 16 mmq
f_{cd} =	19.83 MPa		Armatura compressa :
f_{yd} =	391.3 MPa		Arm. 1: 5 ϕ 12 A's
c=	50 mm		Arm. 2: 0 ϕ 14 565
Solllecitazioni:			Arm. 3: 0 ϕ 16 mmq
V_{Ed} =	30 kN		
N=	0 kN	(positivo: trazione)	

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)			
f_{ck} =	35 MPa	d=	182 mm
v_{min} =	0.586	ρ_1 =	0.003
V_{Rd} =	106.6 kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
N_{arm} =	221.3 kN	OK	
		k=	2.000
		σ_{cp} =	0.000 Mpa

La verifica è soddisfatta.

Verifica allo SLE – combinazione caratteristica

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	53855	0	0	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	53855	0	0	-19.3<210	525.1<3600	0.0	0.0

Verifica allo SLE – combinazione frequente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	48425	0	1900	0	0	0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
48425	0	1900	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

$w_k < 0.3 \text{ mm}$ **OK**

Verifica allo SLE – combinazione quasi permanente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	43534	0	0	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	43534	0	0	-15.6<157.5	424.4<3600	0.0	0.0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
43534	0	0	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

$w_k < 0.2 \text{ mm}$ **OK**

Le verifiche sono soddisfatte.

10.2 POZZETTI 1X1X3.8 M

Si riporta di seguito la verifica dei pozzetti d'ispezione idraulici in c.a. avente dimensione interna 1x1x3.8 m.

10.2.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

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

Spinta dell'acqua

Si considera una spinta dell'acqua dal basso verso l'alto e dall'esterno verso l'interno del pozzetto considerando una densità pari a:

Acqua: $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Si considerano i seguenti due casi:

- 1) Marea massima +1.21 m
 $H_w = 1.64 \text{ m}$ altezza del battente idraulico (rispetto al piano medio del basamento)
 $p_w = 1.64 \cdot 10 = 16.4 \text{ kN/m}^2$ pressione idraulica alla base

- 2) Marea minima -0.86 m
 Spinta dell'acqua assente.

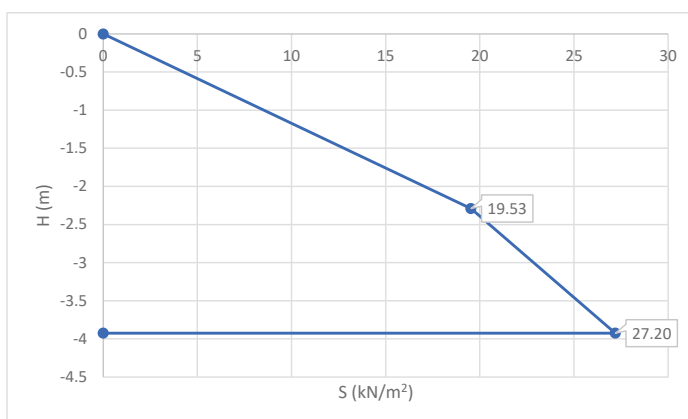
Spinta del terreno

Parametri terreno:

$\phi' =$	35	°	<i>angolo di resistenza a taglio</i>
$k_0 =$	0.426		<i>coefficiente di spinta a riposo</i>
$\gamma_d =$	20	kN/m^3	<i>peso specifico secco</i>
$\gamma_{\text{sat}} =$	21	kN/m^3	<i>peso specifico saturo</i>
$\gamma' =$	11	kN/m^3	<i>peso efficace</i>

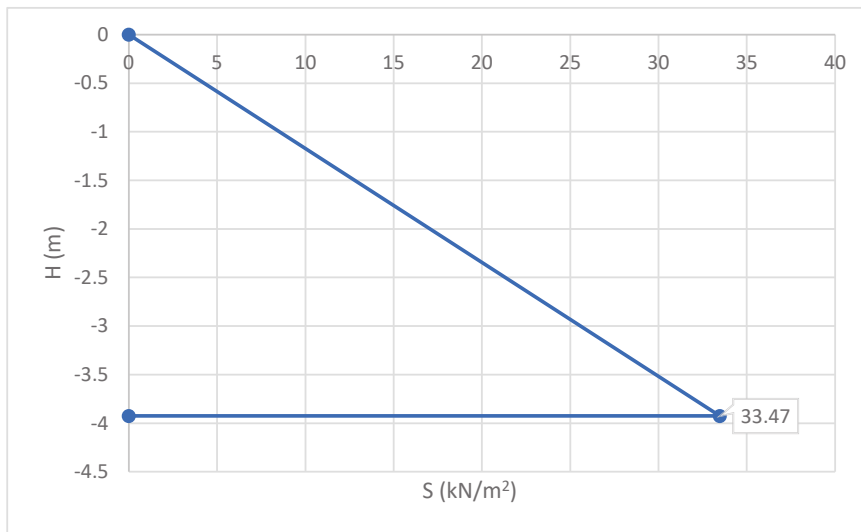
Si considerano i seguenti due casi:

- 1) Marea massima +1.21 m
 $p_{t,1} = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H_1 = 0.426 \cdot 20 \cdot 2.29 = 19.53 \text{ kN/m}^2$ sopra il livello di falda
 $p_{t,2} = p_{t,1} + k_0 \cdot \gamma' \cdot H_2 = 19.53 + 0.426 \cdot 11 \cdot 1.64 = 27.20 \text{ kN/m}^2$ sotto il livello di falda



2) Marea minima -0.86 m

$$p_t = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 3.93 = 33.47 \text{ kN/m}^2$$



Permanenti non strutturali

Si considera il peso di un coperchio di ghisa pari a 300 kg.

Accidentali

Si considera un carico distribuito di banchina pari a 60 kN/m² e gli effetti del sovraccarico sul terreno.

Sovraccarico: $q = 60 \text{ kN/m}^2$

Pressione laterale: $p = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 60 = 25.6 \text{ kN/m}^2$

Neve

Si considera un carico distribuito pari a 1.69 kN/m².

Spinta idrodinamica (Westergaard)

La spinta idrodinamica è determinata in accordo all'Appendice E di UNI EN 1998-5 come segue:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

Dove $k_h = \alpha S/r = (a_{\max}/g) / r = 0.20 / 1.0 = 0.20$

h = quota del pelo libero dell'acqua

Spinta sismica terreno

L'incremento di spinta sismica del terreno è calcolato in accordo al § 7.11.3.5.2 di NTC18 come segue:

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

Dove $k_h = \beta_s a_{\max} / g = 1.0 \cdot 0.20 = 0.20$

Si considerano i seguenti due casi:

1) Marea massima +1.21 m

$$\Delta p = k_h \cdot (\gamma_d \cdot H_1 + \gamma' \cdot H_2) = 0.426 \cdot (20 \cdot 2.29 + 11 \cdot 1.64) = 12.76 \text{ kN/m}^2$$

2) Marea minima -0.86 m

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 3.93 = 15.70 \text{ kN/m}^2$$

10.2.2 Modello di calcolo

Si riporta di seguito una vista del modello agli elementi finiti sviluppati mediante il software Midas Gen. Le pareti in c.a. del pozzetto sono state modellate con elementi di tipo *plate*.

Come vincolo esterno sono state applicate sul fondo delle molle alla Winkler avente rigidezza pari a 1 kg/cm^3 .

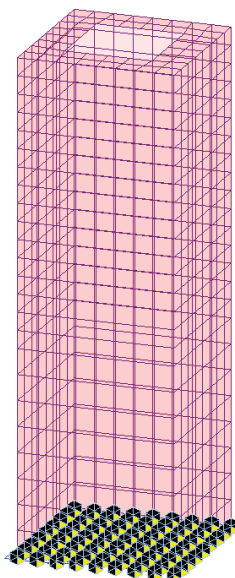
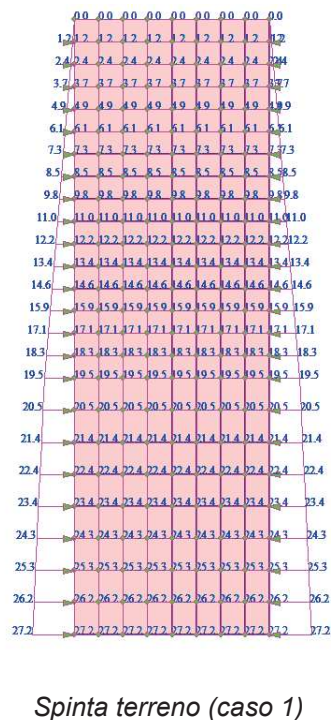
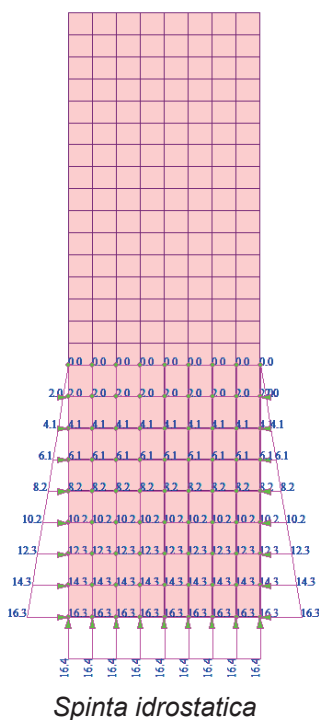
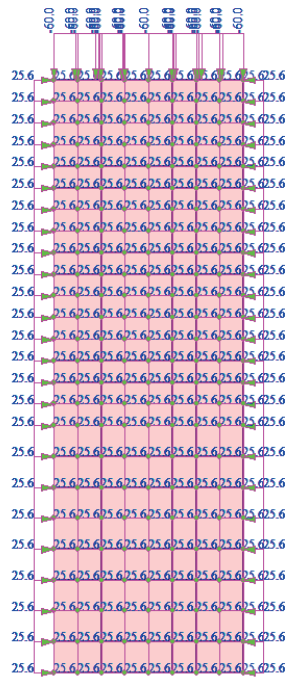


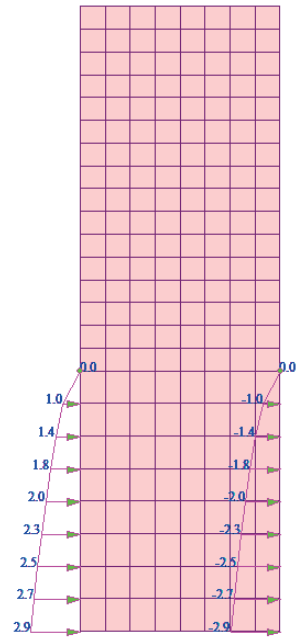
Figura 86 - Vista 3D modello

A titolo di esempio si riportano le immagini delle azioni applicate al modello per alcune condizioni di carico.

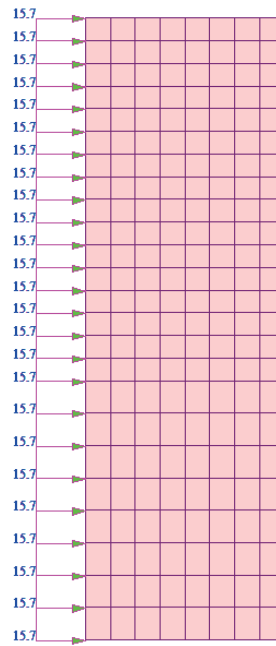




Accidentali



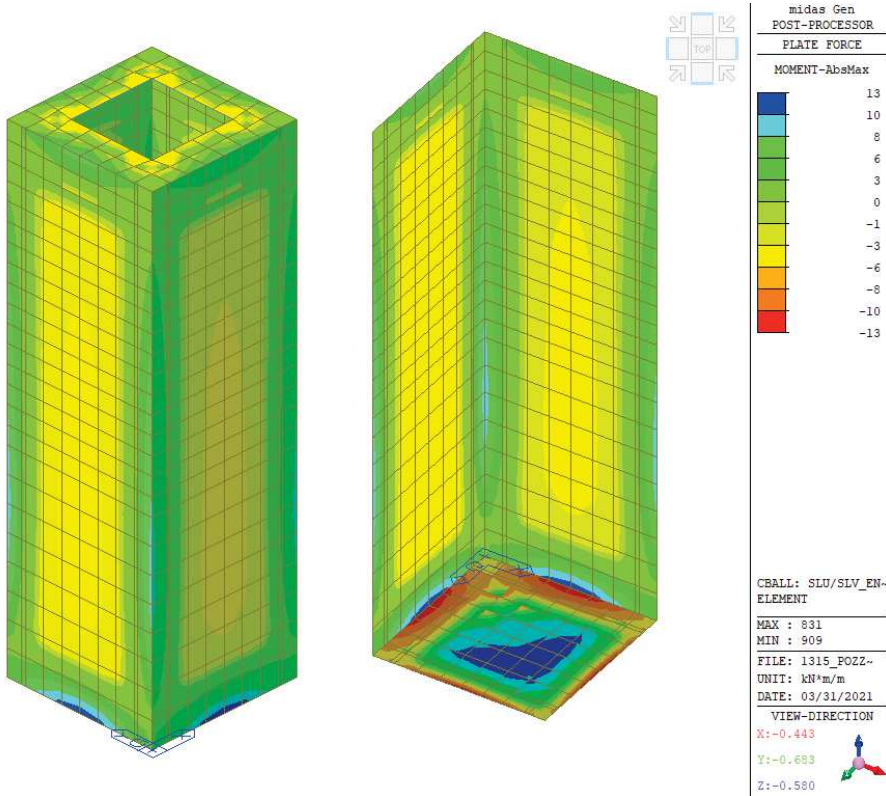
Spinta idrodinamica (Westergaard) – Dir. X



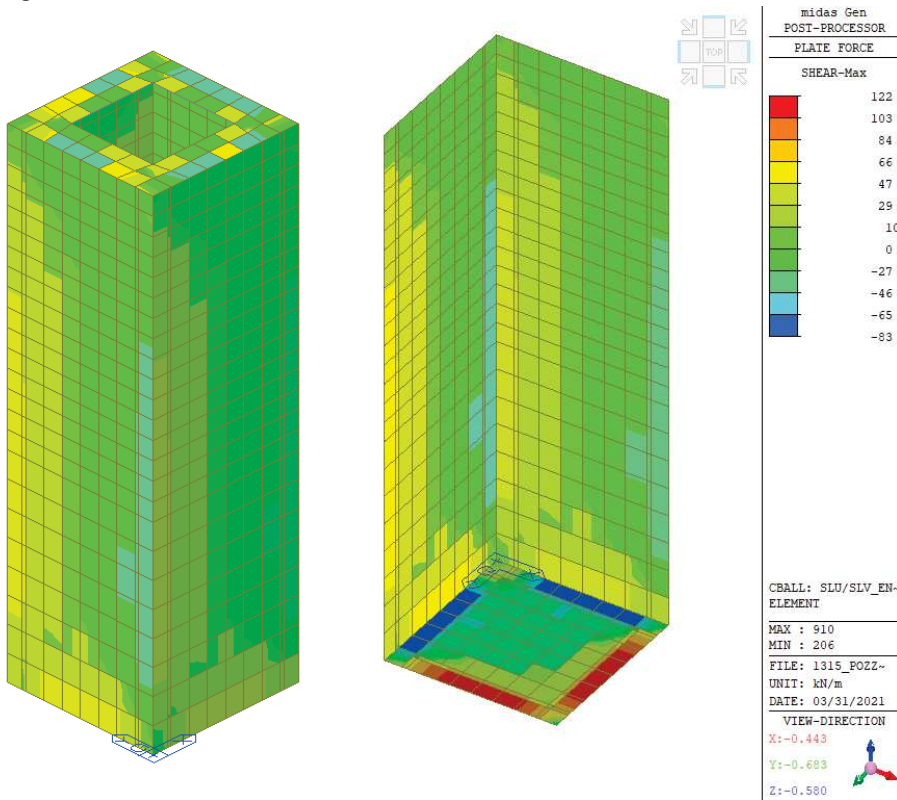
Spinta sismica terreno (caso 2) – Dir. X

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo e di esercizio.

Involuppo SLU/SLV
Momento flettente

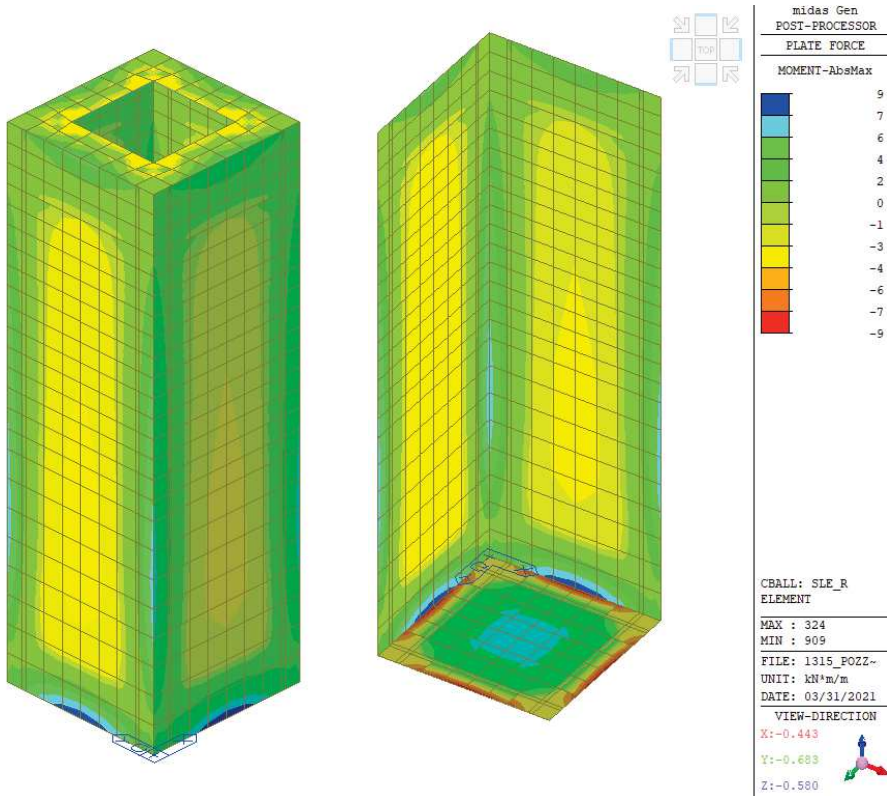


Taglio



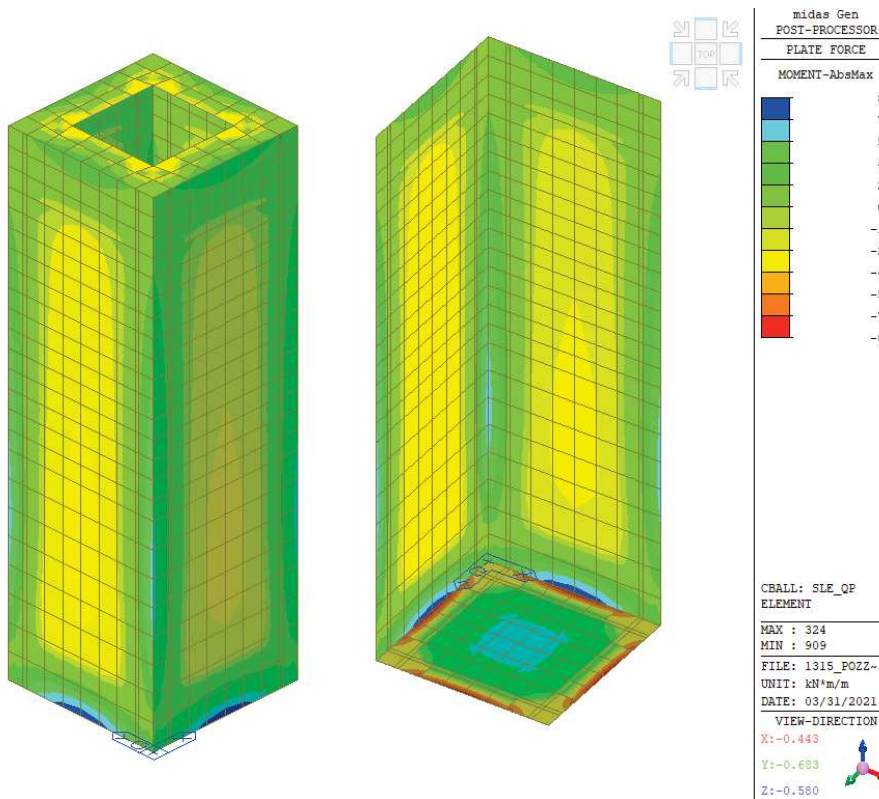
Combinazione caratteristica (rara)

Momento flettente



Combinazione quasi permanente

Momento flettente



10.2.3 Verifiche strutturali

Geometria di verifica:

Spessore: $s = 25 \text{ cm}$
 Armatura: $\phi 12/200 \text{ mm}$ (entrambe le direzioni)
 Copriferro netto: $c = 5 \text{ cm}$

Verifica a flessione - SLU

Le verifiche sono eseguite mediante il software PresFle+, considerando una sezione di larghezza unitaria.

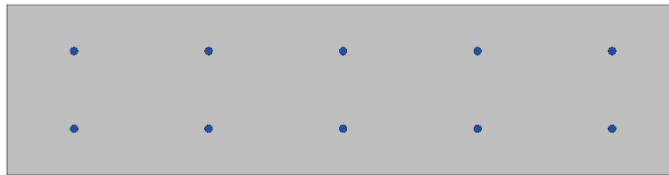


Figura 87 - Sezione di verifica

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.333 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.333 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 340770 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-12.5
2	-50.	12.5
3	50.	12.5
4	50.	-12.5

Armature

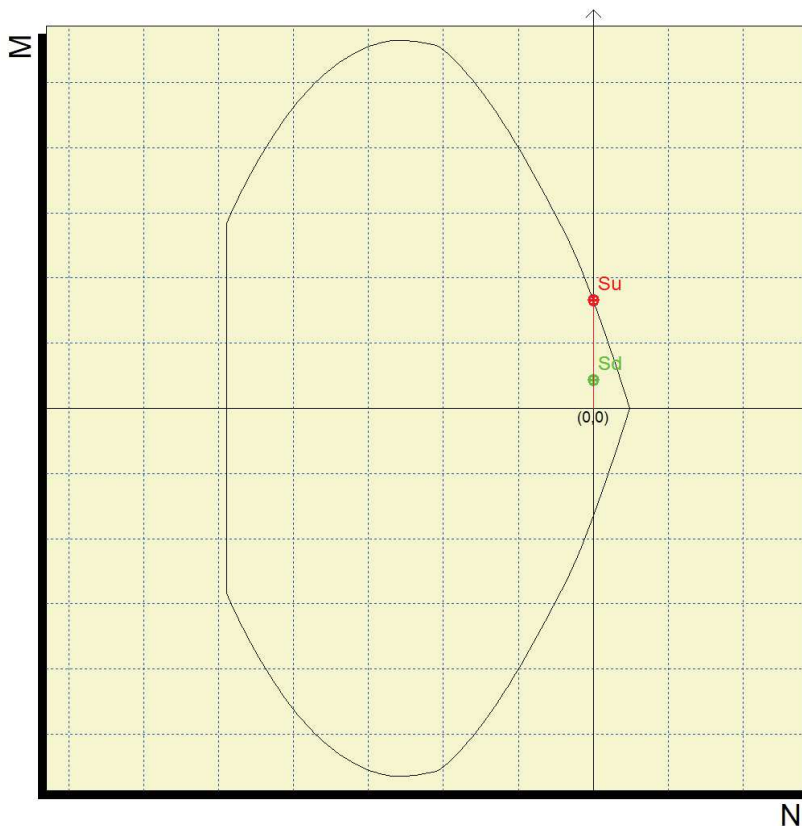
n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
2	12.	-20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
3	12.	0.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
4	12.	20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
5	12.	40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
6	12.	-40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
7	12.	-20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
8	12.	0.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
9	12.	20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
10	12.	40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	130000	0	0	0	0	0

Verifica allo stato limite ultimo

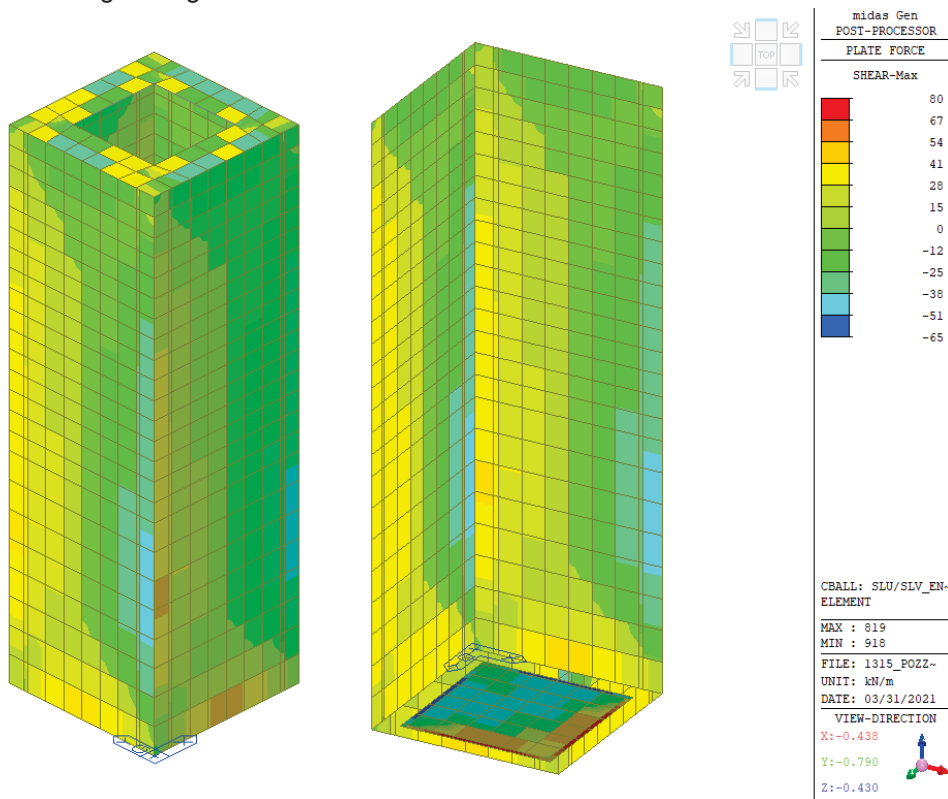
Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	130000	0	0	3.837>1	3.837>1



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio – SLU

Escludendo la parte di platea all'interno dei muri in c.a., il taglio di progetto è pari a 80 kN/m come illustrato nell'immagine seguente.



Si riporta di seguito la verifica dell'elemento in c.a. privo di rinforzo a taglio.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)			
DATI INIZIALI SEZIONE			
B=	1000 mm	(base sezione)	Armatura tesa :
H=	250 mm	(altezza sezione)	Arm. 1:
Cl:	C35/45	γ_{cls} = 1.5	5 ϕ 12 As
f_y =	450 MPa	γ_{acc} = 1.15	Arm. 2:
f_{cd} =	19.83 MPa		0 ϕ 14 565
f_{yd} =	391.3 MPa		Arm. 3:
c=	50 mm		0 ϕ 16 mmq
Armatura compressa :			
Sollecitazioni:			
V_{Ed} =	80 kN		Arm. 1:
N=	0 kN	(positivo: trazione)	5 ϕ 12 A's
			Arm. 2:
			0 ϕ 14 565
			Arm. 3:
			0 ϕ 16 mmq

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)			
f_{ck} =	35 MPa	d=	182 mm
v_{min} =	0.586	ρ_1 =	0.003
V_{Rd} =	106.6 kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
N_{arm} =	221.3 kN	OK	
		k=	2.000
		σ_{cp} =	0.000 Mpa

La verifica è soddisfatta.

Verifica allo SLE – combinazione caratteristica

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	90000	0	200	0	0	0
2	90000	0	-6700	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	90000	0	200	-23.7<210	944.6<3600	0.0	0.0
2	90000	0	-6700	-18.8<210	310.6<3600	0.0	0.0

Verifica allo SLE – combinazione frequente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	80000	0	100	0	0	0
2	80000	0	-6100	0	0	0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
80000	0	100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
80000	0	-6100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

w_k < 0.1 mm **OK**

Verifica allo SLE – combinazione quasi permanente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	80000	0	100	0	0	0
2	80000	0	-6100	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	80000	0	100	-21<157.5	832<3600	0.0	0.0
2	80000	0	-6100	-16.5<157.5	265<3600	0.0	0.0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
80000	0	100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
80000	0	-6100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

w_k < 0.1 mm **OK**

Le verifiche sono soddisfatte.

10.3 POZZETTI 2X2X2 M

Si riporta di seguito la verifica dei pozzetti d'ispezione in c.a. avente dimensione interna 200x200x200 cm.

10.3.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

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

Spinta dell'acqua

Si considera una spinta dell'acqua dal basso verso l'alto e dall'esterno verso l'interno del pozzetto considerando una densità pari a:

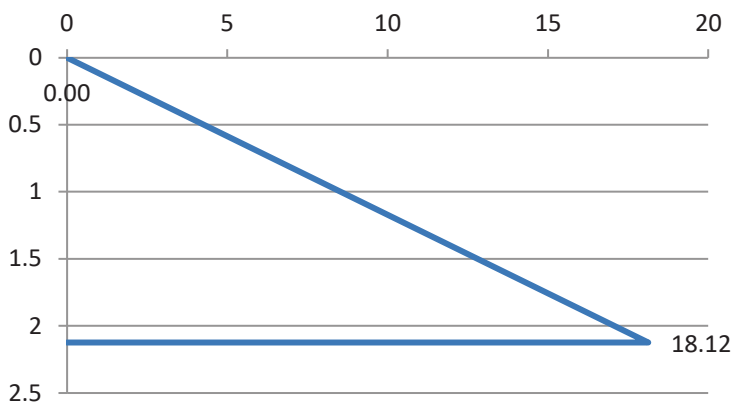
Acqua: $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Spinta del terreno

Parametri terreno:

$\phi' =$	35	°	<i>angolo di resistenza a taglio</i>
$k_0 =$	0.426		<i>coefficiente di spinta a riposo</i>
$\gamma_d =$	20	kN/m^3	<i>peso specifico secco</i>

$$p_t = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 2.125 = 18.1 \text{ kN/m}^2$$



Permanenti non strutturali

Si considera il peso di un coperchio di ghisa pari a 300 kg.

Accidentali

Si considera un carico distribuito di banchina pari a 60 kN/m² e gli effetti del sovraccarico sul terreno.

Sovraccarico: $q = 60 \text{ kN/m}^2$

Pressione laterale: $p = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 60 = 25.6 \text{ kN/m}^2$

Neve

Si considera un carico distribuito pari a 1.35 kN/m².

Spinta sismica terreno

L'incremento di spinta sismica del terreno è calcolato in accordo al § 7.11.3.5.2 di NTC18 come segue:

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

Dove $k_h = \beta_s a_{max} / g = 1.0 \cdot 0.20 = 0.20$

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma_d \cdot H = 0.20 \cdot 20 \cdot 2.125 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

10.3.2 Modello di calcolo

Si riporta di seguito una vista del modello agli elementi finiti sviluppati mediante il software Midas Gen.

Le pareti in c.a. del pozzetto sono state modellate con elementi di tipo *plate*.

Come vincolo esterno sono state applicate sul fondo delle molle alla Winkler avente rigidezza pari a 1 kg/cm³.

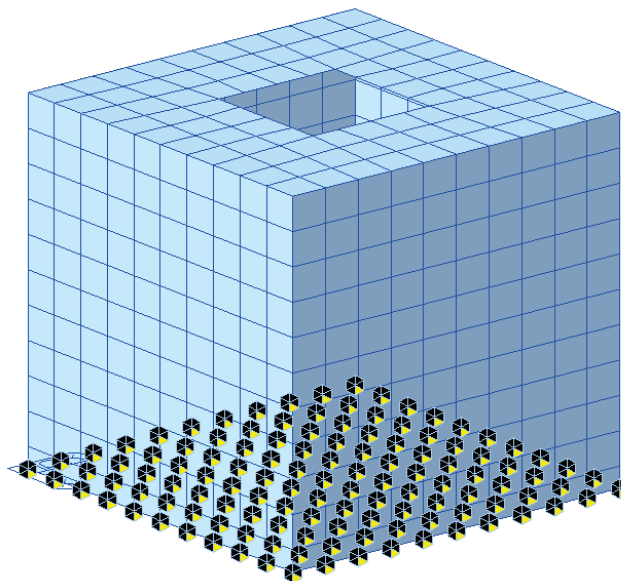
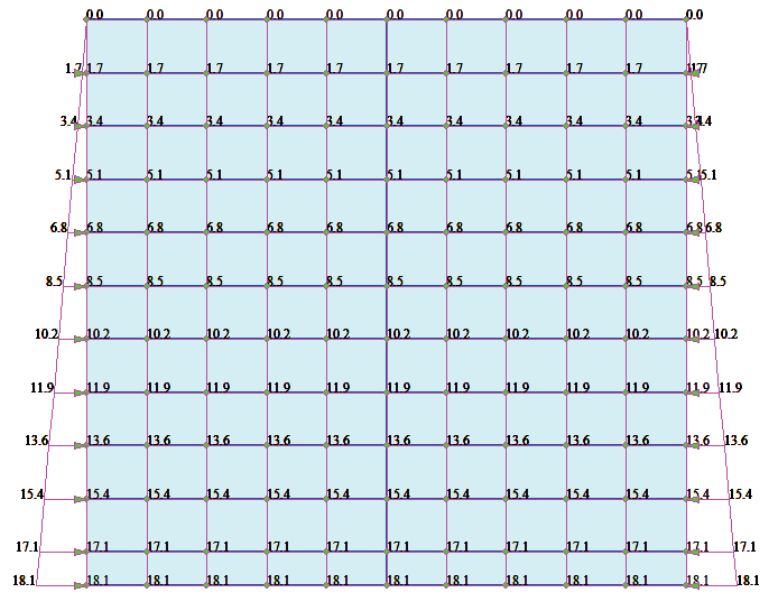


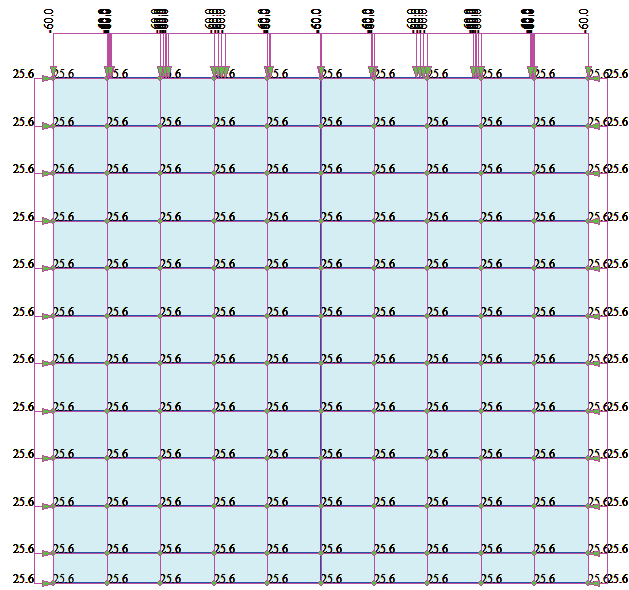
Figura 88 - Vista 3D modello

Si riportano le immagini delle azioni applicate al modello per le principali condizioni di carico.

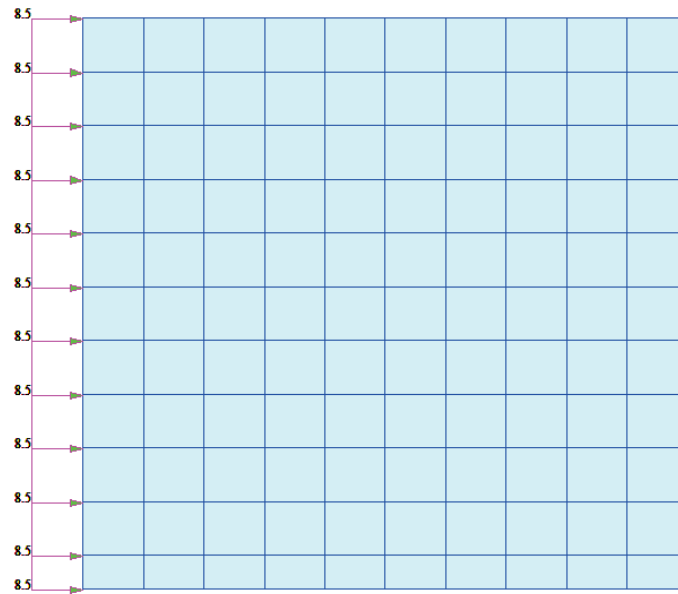
Spinta terreno:



Accidentali



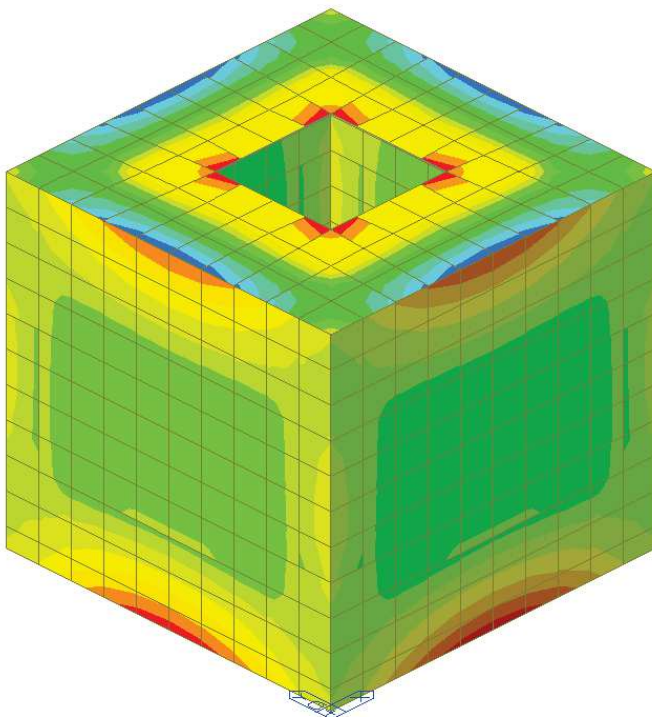
Spinta sismica terreno – Dir. X



Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo e di esercizio.

Inviluppo SLU/SLV

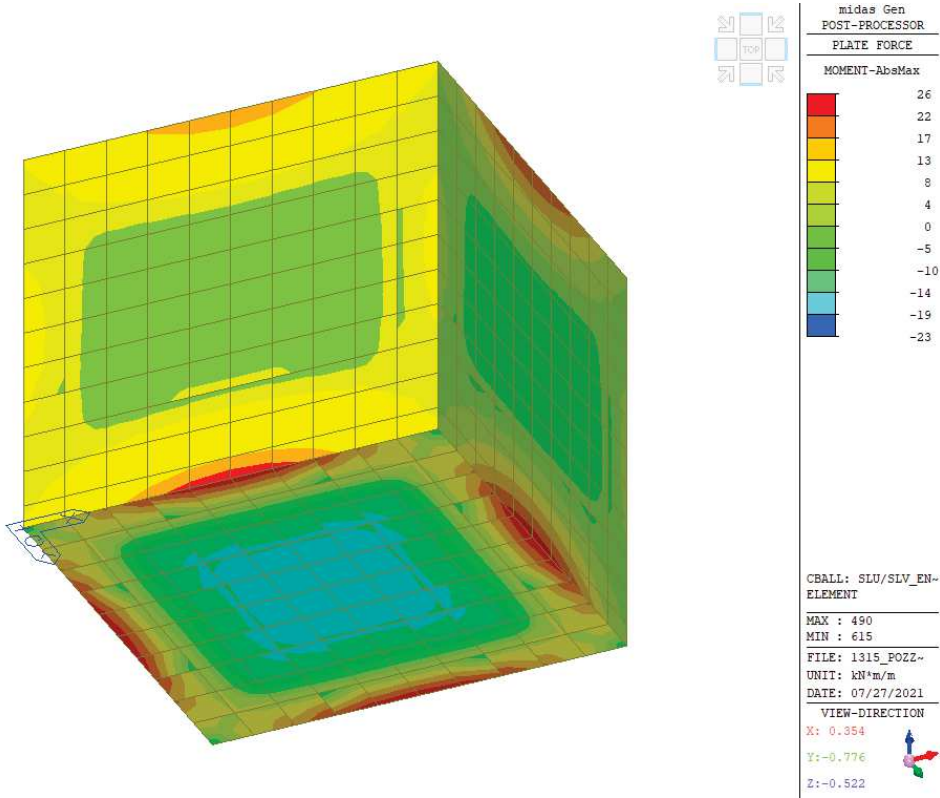
Momento flettente



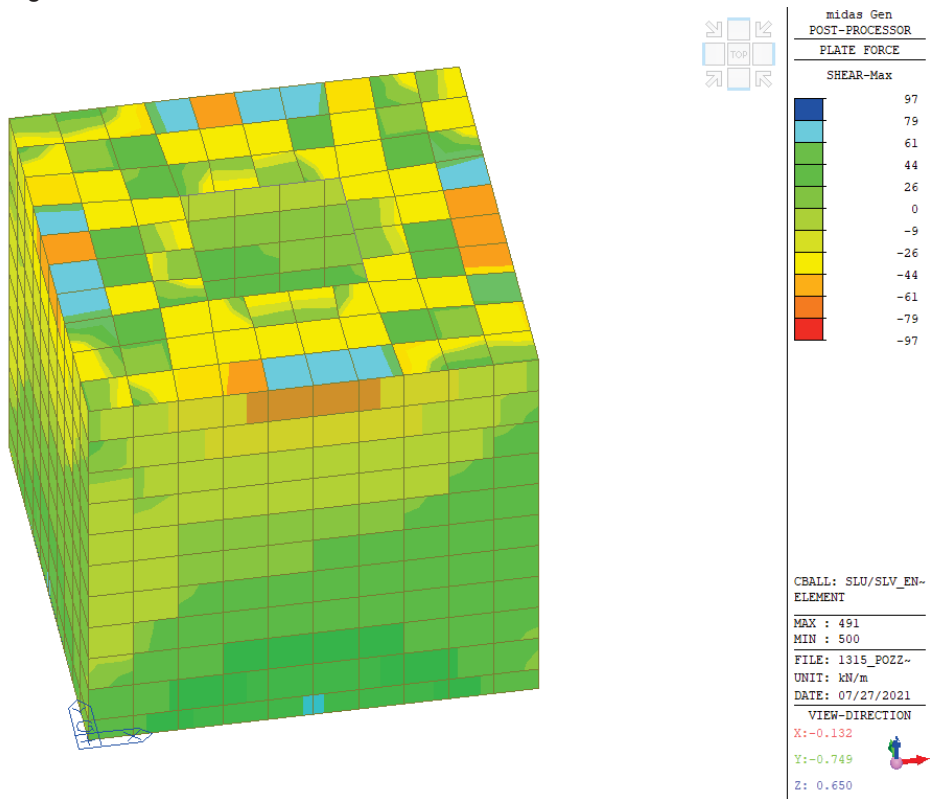
midas Gen
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-AbsMax

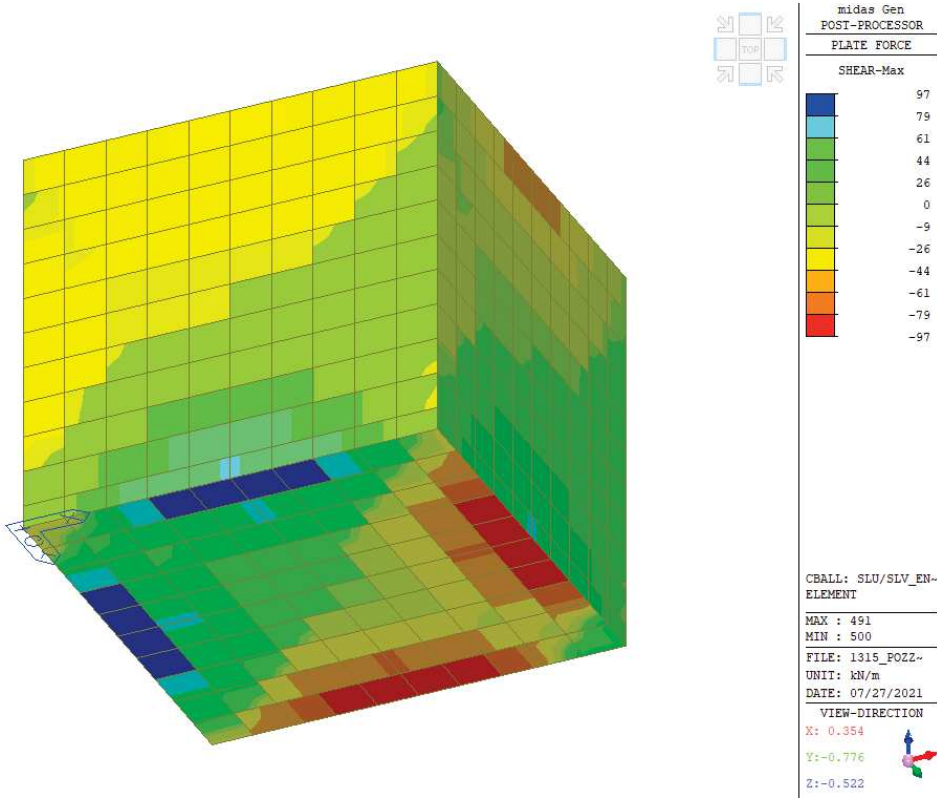
26
22
17
13
8
4
0
-5
-10
-14
-19
-23

CBALL: SLU/SLV_EN-ELEMENT
MAX : 490
MIN : 615
FILE: 1315_POZZ-
UNIT: kN*m/m
DATE: 07/27/2021
VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500



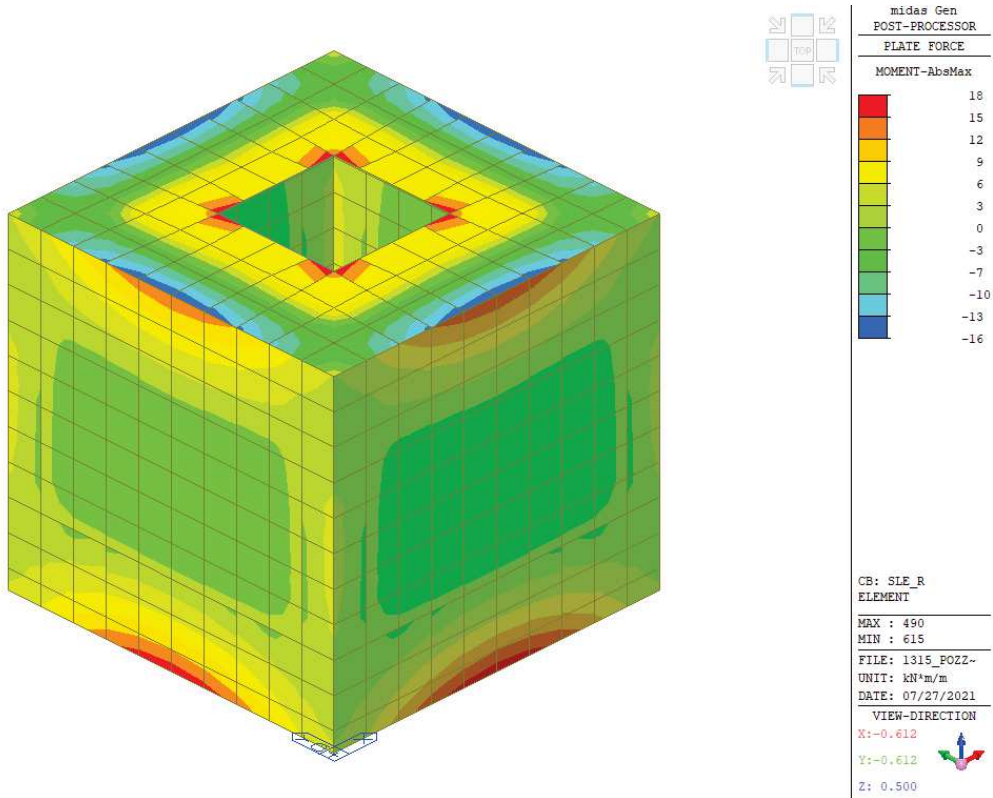
Taglio





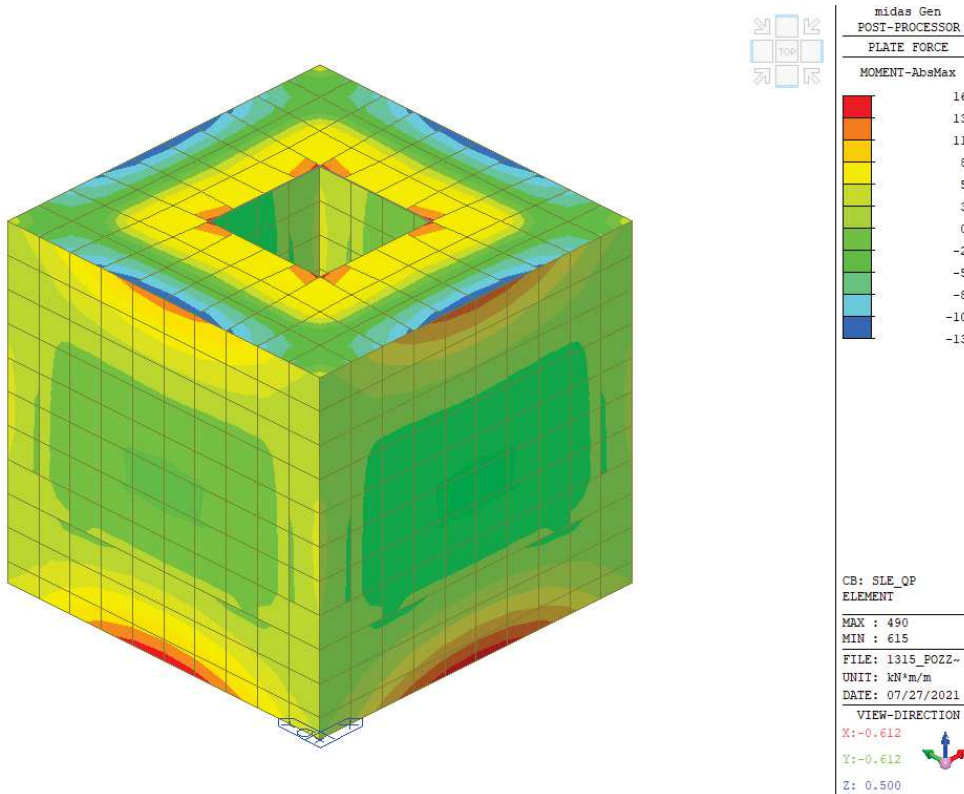
Combinazione caratteristica (rara)

Momento flettente



Combinazione quasi permanente

Momento flettente



10.3.3 Verifiche strutturali

Geometria di verifica:

Spessore: $s = 25 \text{ cm}$

Armatura: $\phi 12/200 \text{ mm}$ (entrambe le direzioni)

Copriferro netto: $c = 5 \text{ cm}$

Verifica a flessione - SLU

Le verifiche sono eseguite mediante il software PresFle+, considerando una sezione di larghezza unitaria.

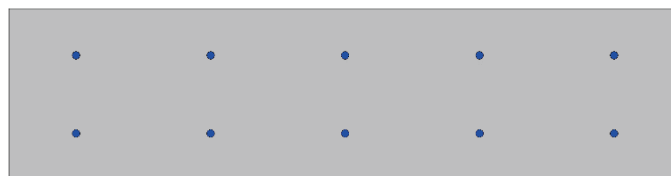


Figura 89 - Sezione di verifica

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
----	------	------	------

1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.333 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
---	-----------	--------	-------------------------------------

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.333 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 340770 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-12.5
2	-50.	12.5
3	50.	12.5
4	50.	-12.5

Armature

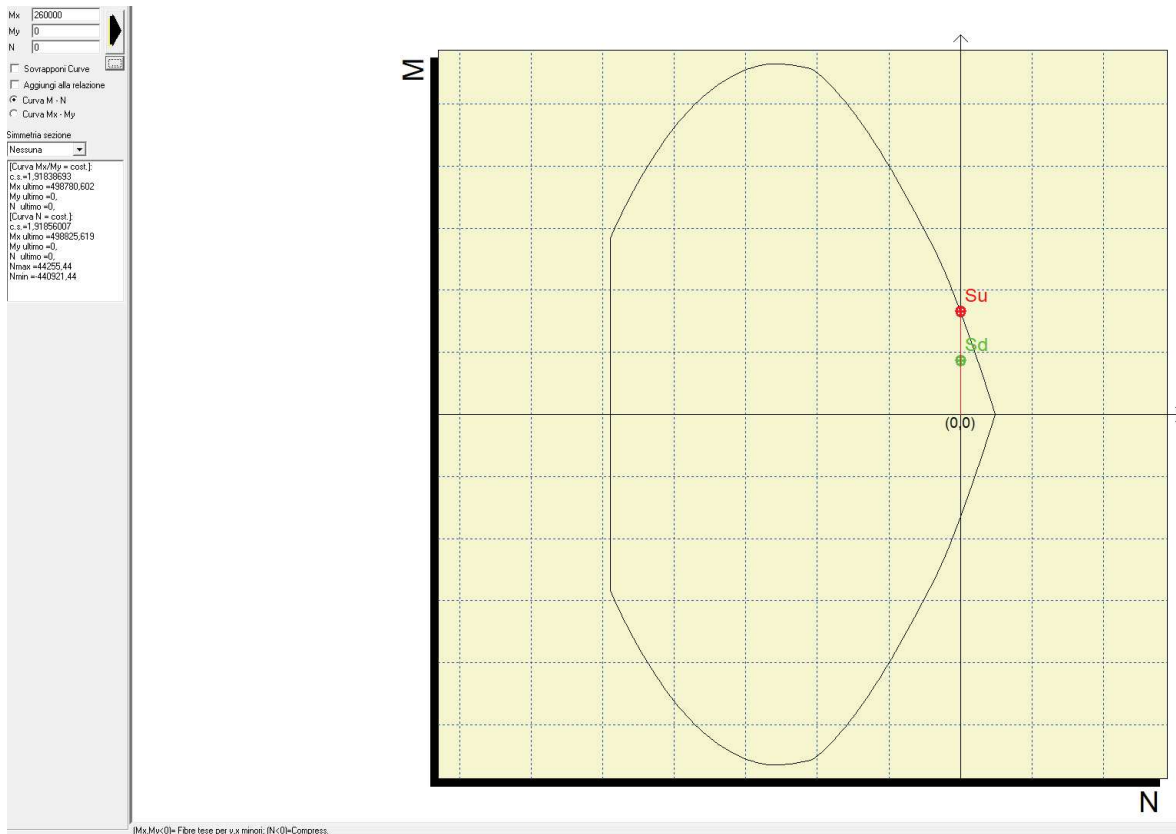
n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
2	12.	-20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
3	12.	0.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
4	12.	20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
5	12.	40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
6	12.	-40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
7	12.	-20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
8	12.	0.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
9	12.	20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
10	12.	40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	260000	0	0	0	0	0

Verifica allo stato limite ultimo

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	260000	0	0	1.919>1	1.918>1



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio – SLU

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento in c.a. privo di rinforzo a taglio.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)			
DATI INIZIALI SEZIONE			
B=	1000 mm	(base sezione)	Armatura tesa : Arm. 1: 5 ϕ 12 As Arm. 2: 0 ϕ 14 565 Arm. 3: 0 ϕ 16 mmq Armatura compressa : Arm. 1: 5 ϕ 12 A's Arm. 2: 0 ϕ 14 565 Arm. 3: 0 ϕ 16 mmq
H=	250 mm	(altezza sezione)	
Cl:	C35/45	γ_{cls} = 1.5	
f_y =	450 MPa	γ_{acc} = 1.15	
f_{cd} =	19.83 MPa		
f_{yd} =	391.3 MPa		
c=	50 mm		
Solllecitazioni:			
V_{Ed} =	97 kN		
N=	0 kN	(positivo: trazione)	

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)			
f_{ck} =	35 MPa	d=	182 mm
v_{min} =	0.586	ρ_1 =	0.003
V_{Rd} =	106.6 kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
N_{arm} =	221.3 kN	OK	
		k=	2.000
		σ_{cp} =	0.000 Mpa

La verifica è soddisfatta.

Verifica allo SLE – combinazione caratteristica

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	180000	0	2100	0	0	0
2	180000	0	-8400	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	180000	0	2100	-48<210	2058.6<3600	0.0	0.0
2	180000	0	-8400	-41.9<210	1046<3600	0.0	0.0

Verifica allo SLE – combinazione frequente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	170000	0	1900	0	0	0
2	170000	0	-7700	0	0	0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
170000	0	1900	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
170000	0	-7700	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

w_k < 0.1 mm **OK**

Verifica allo SLE – combinazione quasi permanente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	160000	0	1800	0	0	0
2	160000	0	-7200	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	160000	0	1800	-42.7<157.5	1823.2<3600	0.0	0.0
2	160000	0	-7200	-37.4<157.5	954<3600	0.0	0.0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
160000	0	1800	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
160000	0	-7200	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

w_k < 0.1 mm **OK**

Le verifiche sono soddisfatte.

10.4 MURETTI DI SOSTEGNO

Il muro di sostegno definito in questo paragrafo fa riferimento all'opera di sostegno perimetrante la vasca di prima pioggia e la cabina antincendio.

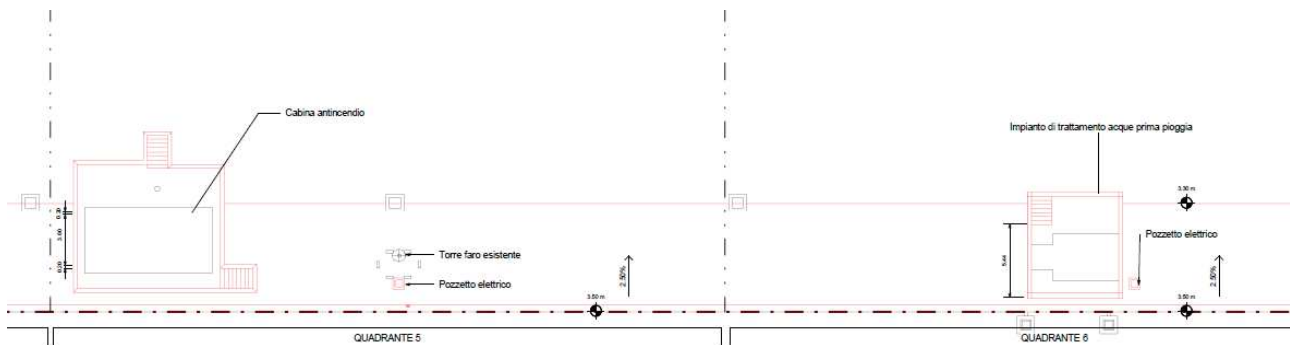


Figura 90: Key – Section

Per il muro di sostegno si espongono le principali caratteristiche implementate nel codice di calcolo MAX della Aztec. Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

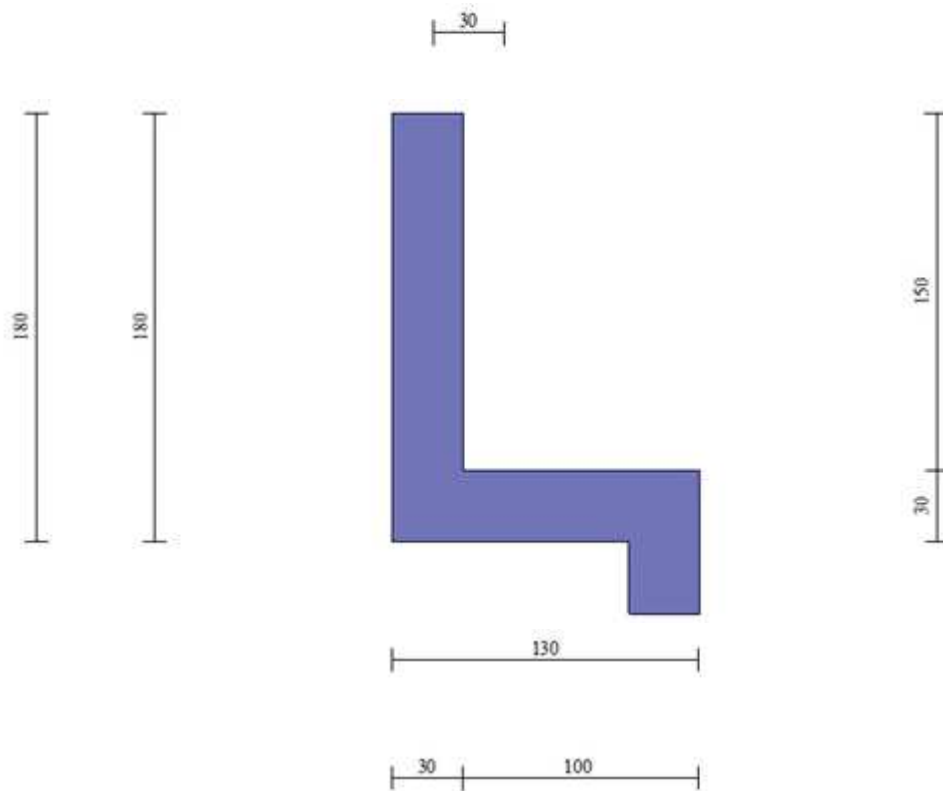
10.4.1 Dati di input

Nella modellazione si è considerato quanto segue:

- Quota piazzale + 3,50 m s.l.m.m.
- Muro di sostegno in calcestruzzo C35/45 - Modulo di Young $E = 34077$ Mpa
- Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	10,00	[m]
Paramento		
Materiale	Cls Armato	
Altezza paramento	1,50	[m]
Altezza paramento libero	1,50	[m]
Spessore in sommità	0,30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]
Fondazione		
Lunghezza mensola di valle	0,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,00	[m]
Lunghezza totale	1,30	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,30	[m]
Sperone		
Posizione	Monte	
Distanza dal tacco della fondazione	0,00	[m]

Altezza	0,30	[m]
Spessore	0,30	[m]



10.4.2 Analisi dei carichi

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- Spinta del terreno (St) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Carichi di banchina - Sovraccarico accidentale: $Q_{k1}=60$ kN/mq;

10.4.3 Terreno

Il terreno da inserire nel muro di sostegno risulta materiale arido di cava compactato. I parametri utilizzati sono:



10.4.4 Combinazioni

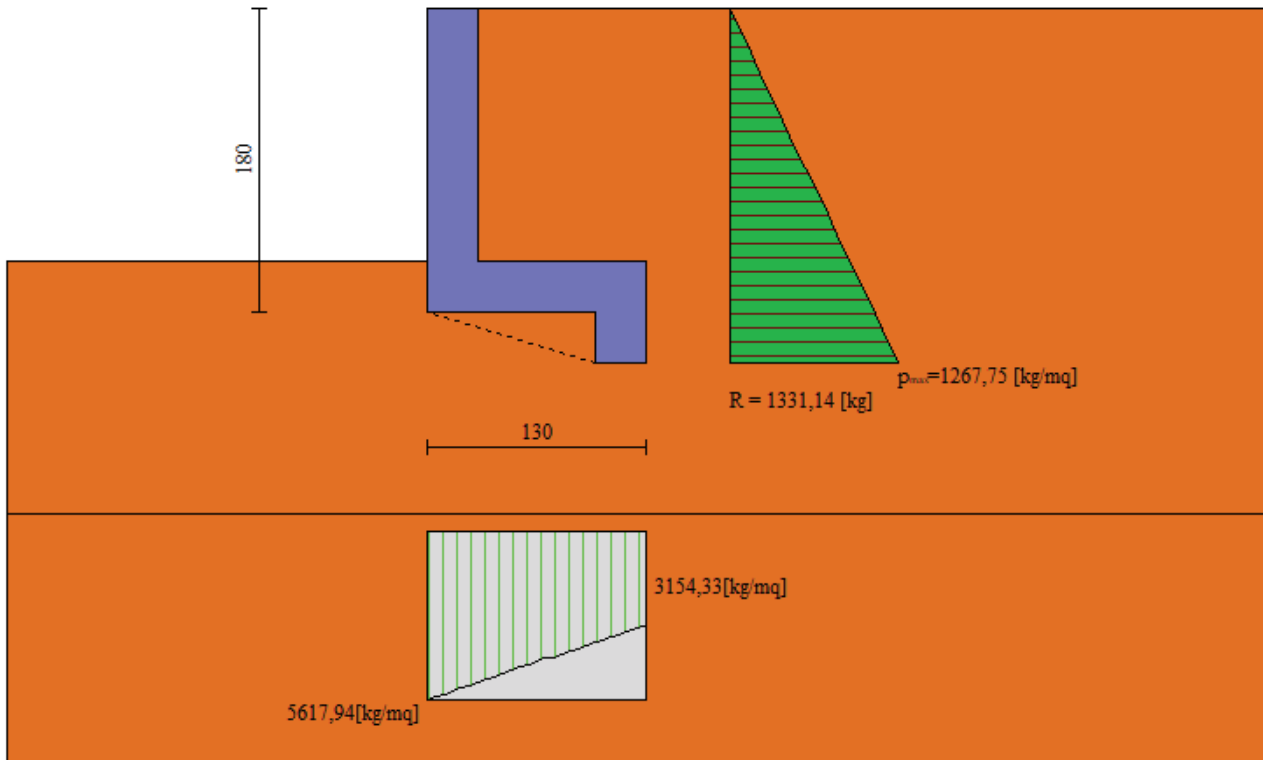
Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

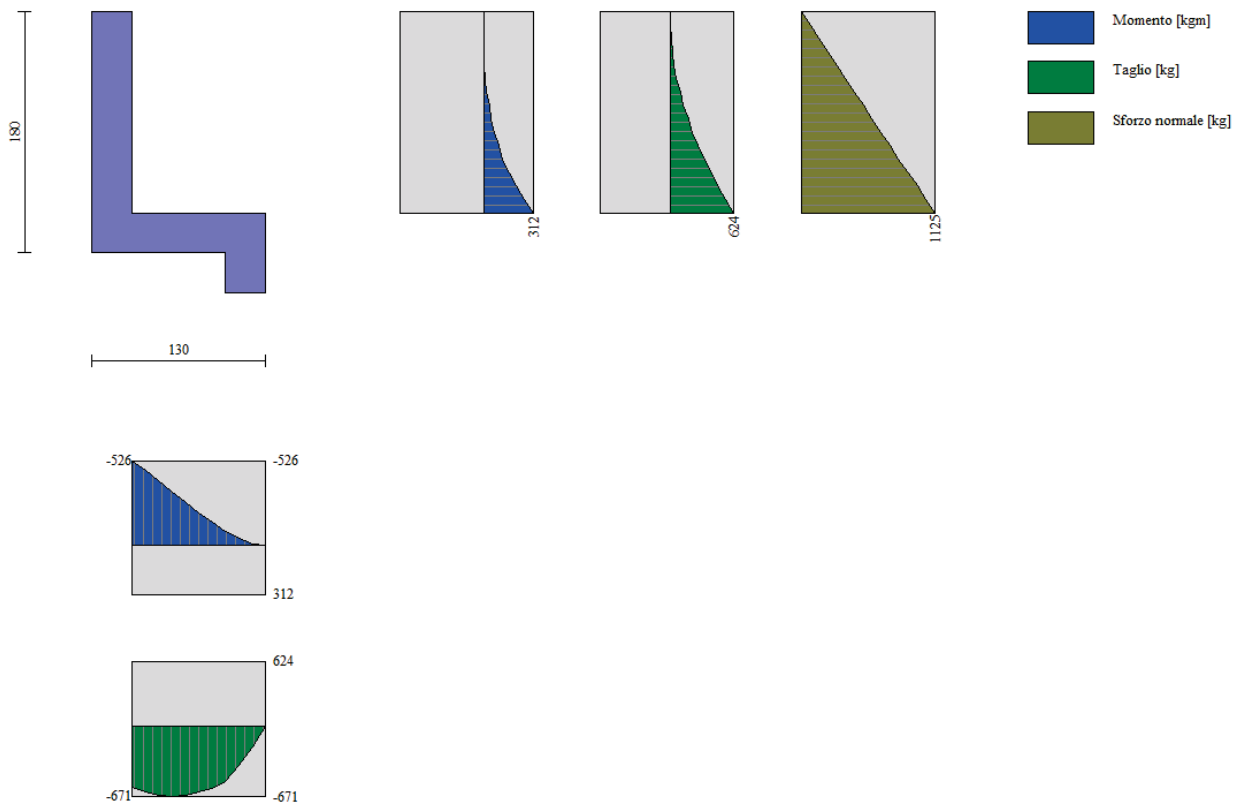
Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

10.4.5 Risultati

Sollecitazioni agenti sul muro:



Risultati – Momento-Taglio e sforzo normale:



Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kg]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	Cx [kg]	Cy [kg]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	1331	23,33	1222	527	1,00	-1,40
	Peso/Inerzia muro			0	2325/0	0,16	-1,24
	Peso/Inerzia terrapieno			0	2850/0	0,50	-0,75
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Resistenza passiva sperone			-3137			

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.931		6.846			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	3.467		7.696			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.467		7.768			
4 - GEO (A2-M2-R2)					2.312		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.814		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.814		
7 - EQU (A1-M1-R3)			8.236				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		8.585				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		8.165				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	445	0	3137	--	--	3582	1222	2.931

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ncss	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kg]
φ _{RP}	Angolo di rottura passivo, espresso in [°]
Nrpp	Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kg]
Lr	Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	Ncss [kg]	φ _{RP}	Nrpp [kg]	Lr [m]
1	4670	16.700	1032	0,30

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kg]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kg]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	5702	39037	27884	6.846

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_7N_7$, viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm ^q]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo "--" sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	46.124 33.296 37.152	0.749 0.749 0.428	1.089 1.044 1.044	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.849	1.000

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kg/mc]	c [kg/cm ^q]
1	0,30	1,30	1,25	1900	35.00	0,00

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kgm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	3883	475	8.165

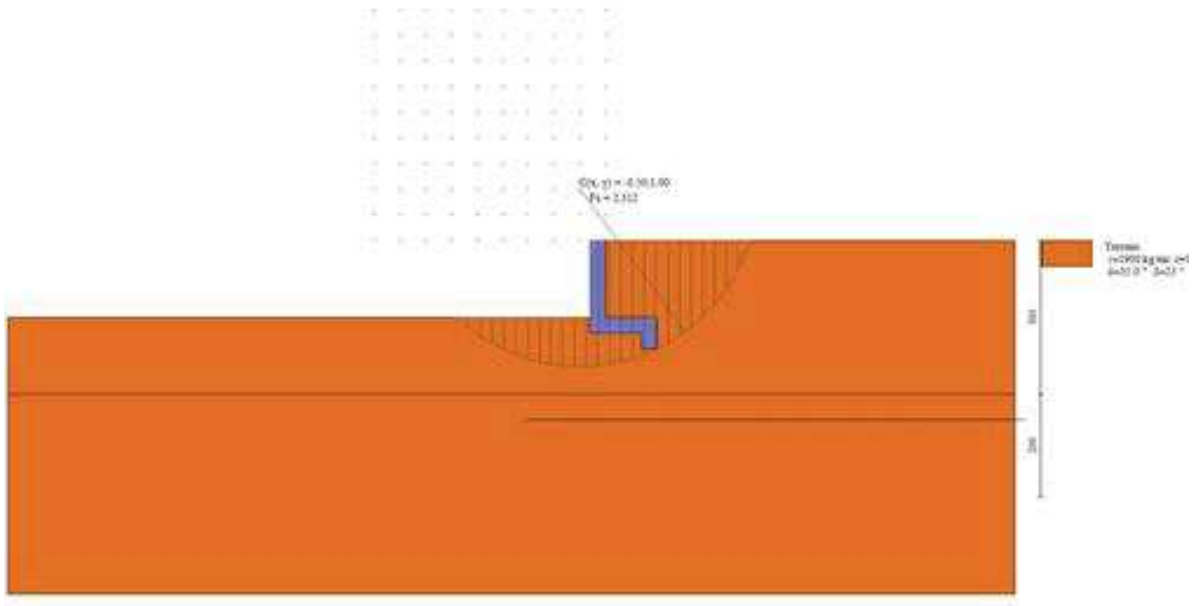
Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 1,00	3,45	2.312

Dettagli strisce verifiche stabilità



Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
N	sforzo normale agente espressa in [kg]
Mu	momento ultimi espressa in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
1	100	30	6,16	6,16	0	0	0	0	100000.000
2	100	30	6,16	6,16	0	0	0	0	100000.000
3	100	30	6,16	6,16	0	0	0	0	100000.000
4	100	30	6,16	6,16	2	225	6287	567100	2520.444
5	100	30	6,16	6,16	6	300	11177	567100	1890.333
6	100	30	6,16	6,16	12	375	16693	542036	1445.428
7	100	30	6,16	6,16	20	450	21517	485205	1078.233
8	100	30	6,16	6,16	32	525	25499	422445	804.657
9	100	30	6,16	6,16	47	600	28163	357223	595.371
10	100	30	6,16	6,16	67	675	29406	294710	436.607
11	100	30	6,16	6,16	92	750	27481	223083	297.444
12	100	30	6,16	10,78	123	825	29279	196434	238.102
13	100	30	6,16	10,78	160	900	26522	149517	166.130
14	100	30	6,16	10,78	203	975	23739	114031	116.955
15	100	30	6,16	10,78	254	1050	21251	88017	83.826
16	100	30	6,16	10,78	312	1125	19272	69534	61.808

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
1	100	30	6,16	6,16	-526	0	-6435	0	12.241
2	100	30	6,16	6,16	-465	0	-6435	0	13.831
3	100	30	6,16	6,16	-401	0	-6435	0	16.058
4	100	30	6,16	6,16	-334	0	-6435	0	19.262
5	100	30	6,16	6,16	-267	0	-6435	0	24.087
6	100	30	6,16	6,16	-202	0	-6435	0	31.878
7	100	30	6,16	6,16	-140	0	-6435	0	45.932
8	100	30	6,16	6,16	-84	0	-6435	0	76.827
9	100	30	6,16	6,16	-38	0	-6435	0	167.189
10	100	30	6,16	6,16	-10	0	-6435	0	647.504
11	100	30	6,16	6,16	0	0	0	0	100000.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	FS
1	100	30	6,16	6,16	245	0	6435	0	26.308

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
1	100	30	0,00	--	0	0	15932	0	100.000
2	100	30	0,00	--	0	0	15942	3	5421.004
3	100	30	0,00	--	0	0	15952	11	1438.845
4	100	30	0,00	--	0	0	15962	25	639.893
5	100	30	0,00	--	0	0	15972	44	360.168
6	100	30	0,00	--	0	0	15982	69	230.654
7	100	30	0,00	--	0	0	15992	100	160.278
8	100	30	0,00	--	0	0	16003	136	117.830
9	100	30	0,00	--	0	0	16013	177	90.270
10	100	30	0,00	--	0	0	16023	225	71.370
11	100	30	0,00	--	0	0	16033	277	57.846
12	100	30	0,00	--	0	0	17827	335	53.157
13	100	30	0,00	--	0	0	17837	399	44.692
14	100	30	0,00	--	0	0	17848	468	38.102
15	100	30	0,00	--	0	0	17858	543	32.872
16	100	30	0,00	--	0	0	17868	624	28.652

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
1	100	30	0,00	--	0	0	15932	-578	27.566
2	100	30	0,00	--	0	0	15932	-628	25.372
3	100	30	0,00	--	0	0	15932	-659	24.177
4	100	30	0,00	--	0	0	15932	-671	23.741
5	100	30	0,00	--	0	0	15932	-664	23.986
6	100	30	0,00	--	0	0	15932	-638	24.956
7	100	30	0,00	--	0	0	15932	-594	26.837
8	100	30	0,00	--	0	0	15932	-530	30.063
9	100	30	0,00	--	0	0	15932	-372	42.800
10	100	30	0,00	--	0	0	15932	-196	81.453
11	100	30	0,00	--	0	0	15932	0	100.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
1	100	30	0,00	--	0	0	15932	1222	13.034

11 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI

Le analisi geotecniche e strutturali sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico di cui vengono indicati l'origine e le caratteristiche principali.

Programma: PLAXIS 2D
Versione: 20.04.00.790
Produttore: Bentley Systems International Limited

Programma: MAX 15.0
Versione: 15.04A
Produttore: Aztec Informatica

Programma: MIDAS GEN
Programma di analisi strutturale ad elementi finiti (FEM) indirizzato fundamentalmente all'ingegneria civile
Versione: 2021 v2.1
Produttore: Midas Information Technology Co. Ltd. di Seongnam, Corea del Sud

Programma: PresFle+
Verifica a presso-tenso flessione deviata e taglio di sezioni in cemento armato e forma qualsiasi con il metodo alle tensioni ammissibili ed agli stati limite.
Versione: 5.32.1
Produttore e distributore: Concrete srl - Via della Pieve n.19, 35121 Padova (PD)

12 LIMITI PER VIE DI CORSE GRU

Limiti di deformazione delle vie di corsa delle gru STS		Tabelle 1: Zul. Maßabweichungen (Toleranzen) für Kranbahnen nach vorh. Regelwerken				
Regelwerke	Bezeichnung	DIN 4132	VDI 3576		FEM	HTG-Empl. Ufer-einfass.
		Ausg. 2/1981	Ausg. 1989	Ausg. 10/1987	E.120 Ausg. 1980	
			Toleranzklasse 1 für Krane d. Beanspruchungsgruppe B4 - B6 nach DIN 15018	Toleranzklasse 2 für Krane d. Beanspruchungsgruppe B1 - B3 nach DIN 15018	Toleranzklasse 3 für Krane mit wenig Fahrbewegungen u. kurzen Fahrstrecken z.B. Hafenkran	
1	Spurmittenmaß "s" 	für s ≤ 15 m gilt: A = ± 5 mm für s > 15 m gilt: A = ± [5 + 0,25x(s-15)] mm s in m einsetzen B = ± 10 mm b = 1 mm	für s ≤ 15 m gilt: A = ± 5 mm für s > 15 m gilt: A = ± [5 + 0,25x(s-15)] mm s in m einsetzen B = ± 10 mm b = 1 mm	für s ≤ 15 m gilt: A = ± 5 mm für s > 15 m gilt: A = ± [10 + 0,25x(s-15)] mm s in m einsetzen B = ± 20 mm b = 1 mm	für s ≤ 15 m gilt: A = ± 3 mm für s > 15 m gilt: A = ± [3 + 0,25x(s-15)] mm max. ± 25 mm B = ± 10 mm b = 1 mm	
2	Lage einer Schiene im Grundriß 	B = ± 10 mm b = 1 mm	B = ± 10 mm b = 1 mm	B = ± 20 mm b = 1 mm	B = ± 10 mm b = 1 mm	
3	Höhenlage einer Schiene (Längsgefälle) 	C = ± 10 mm c = 2 mm	C = ± 5 mm c = 1 mm	C = ± 10 mm c = 2 mm	C = ± 10 mm c = 2 mm	max. 3 %
4	Höhenlage der Schienen zueinander (Quersgefälle) 	D = ± 10 mm	D = ± 0,5 % von s Dmax. = ± 5 mm	D = ± 1 % von s Dmax. = ± 10 mm	D = ± 2 % von s Dmax. = ± 20 mm	D = ca. 3 % von s
5	Neigung der Schienen zueinander (Schräglung) 	E = ± 0,5 %	E = ± 0,5 %	E = ± 1 %	E = ± 2 %	
6	Abweichung des Schienenkopfes aus der Scheitelhorizontale 	G = ± 4 % von K	G = ± 4 % von K	G = ± 6 % von K	G = ± 8 % von K	
7	Lage der Endanschläge zueinander 	F = ± 1 % von s Fmax. = ± 20 mm	F = ± 0,7 % von s Fmax. = ± 15 mm	F = ± 1 % von s Fmax. = ± 20 mm	F = ± 1,5 % von s Fmax. = ± 30 mm	
Anmerkungen:		Kranbahnen in Stahlkonstruktion	Kranbahnen in Stahl-, Beton- oder Schwellenbauweise		Kranbahnen für Laufkran-, Portal- und Drehkrananlagen	Kranbahnen für Hafenkran
Toleranzen		Montagetoleranzen	Montagetoleranzen (für die unbelastete Kranbahn) Nachbesserung, wenn konstruktiv u. betrieblich erforderlich		Montagetoleranzen Betriebstoleranzen max. 20 % über den Montagetoleranzen	Betriebstoleranzen
Kranbahnvermessung		Nach Montage, nur mit ständiger Last (aus Eigengewicht der Kranbahn)	keine Angabe		keine Angabe	keine Angabe

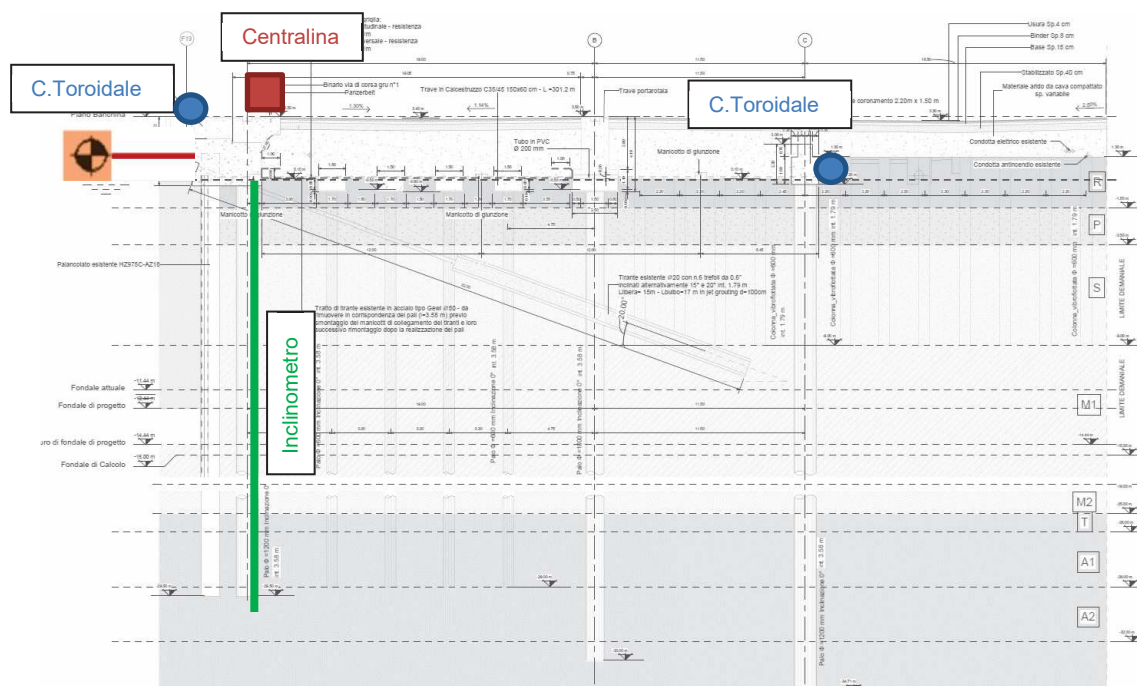
13 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

La funzionalità delle opere e il rispetto delle previsioni del modello numerico dovranno essere accertati mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione che in fase di collaudo e di esercizio. Tali controlli dovranno essere dettagliati con più precisione in fase di progettazione esecutiva.

In ogni caso per la banchina Terminal CTS - Sopraelevazione sono previste due sezioni di monitoraggio, ognuna costituita dagli elementi descritti nel seguito.

Ogni sezione di monitoraggio è composta da un tubo inclinometrico (se possibile utilizzare quelli già presenti nel banchinamento) spinto fino a 40 m di profondità e da due celle toroidali per il monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi (1 cella sul tirante esistente e 1 cella per il nuovo tirante). Il tiro agli ancoraggi sarà acquisito in continuo tramite apposito datalogger. Inoltre, è previsto un monitoraggio topografico della trave di banchina (un target ogni 20 m).

SEZIONE TIPO DI MONITORAGGIO		
Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale
Spost. trave di banchina	Deformazione Palancolato	Tiro ancoraggi
1 Target /20m	2 tubi (L=40m)	4 Celle + 2 Datalogger



La frequenza delle letture prevista varierà in considerazione dell'impatto che le diverse lavorazioni hanno sulle strutture. Si prevede una frequenza "intensiva" per una settimana all'inizio di ogni fase lavorativa importante seguita da una frequenza "ordinaria" se durante tale prima settimana non si sono registrate misure anomale. Nella tabella seguente è anche indicata una frequenza media indicativa che tiene conto del monitoraggio nell'intero periodo di costruzione dell'opera.

Fase lavorativa significativa	Frequenza	Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale
		Spost. trave di banchina	Deformazione Palancolato	Tiro ancoraggi
Realizzazione pali trivellati	Ord.	1/Mese	1/Mese	3/Giorno
	Int.	1/Giorno	1/Settimana	3/Giorno
Taglio e ricollegamento tiranti provvisori	Ord.	1/Mese	1/Mese	3/Giorno
	Int.	1/Giorno	1/Settimana	3/Giorno
Escavo	Ord.	1/Mese	1/Mese	3/Giorno
	Int.	1/Giorno	1/Settimana	3/Giorno
Media ponderata (stima)		2/Mese	1/20 giorni	3/Giorno
<i>ord. = ordinaria; int. = intensiva</i>				

Per quanto riguarda le prove sui tiranti esistenti si prevede l'esecuzione di una prova speciale di controllo su 3 ancoraggi esistenti, come dettagliato nel rispettivo paragrafo. In conclusione il sistema di monitoraggio previsto permetterà di valutare il comportamento dell'opera nel corso delle più importanti fasi di costruzione e di messa in esercizio. Un vero e proprio collaudo delle strutture di banchina, in accordo alle prescrizioni che verranno date dal Collaudatore, potrà essere realizzato attraverso l'escavo di un tratto di canale fino a raggiungere i fondali di progetto, congiuntamente all'applicazione dei carichi di banchina previsti in esercizio. In questo caso, la presenza di strumenti di misura degli assestamenti e dei tiri, unitamente ai dati sperimentali acquisiti in precedenza consentirà di valutare la risposta dell'opera alle sollecitazioni imposte durante il collaudo e pertanto la funzionalità dell'opera in relazione alle prestazioni richieste dal Committente.