



ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
CURRICULUM
"IDRAULICA E TERRITORIO"**

**DIREZIONE LAVORI APPLICATA ALLA BANCHINA C
"ALMA" DEL PORTO DI RAVENNA**

Presentata da:

Enrico Pirazzini

Relatore:

Professoressa Barbara Zanuttigh

Anno Accademico 2023/2024

Sessione Luglio 2025

Sommario

1. INTRODUZIONE:	1
1.2 OBIETTIVI E CONFIGURAZIONE STRUTTURALE DELL'ELABORATO:	1
1.3 IL PORTO: DEFINIZIONE E FUNZIONE	3
1.3.1 Elementi principali di un porto	3
1.3.2 Aspetti idraulici	3
1.3.2.1 Regime idrodinamico	3
1.3.2.2 Pescaggio e dragaggio	4
1.3.2.3 Sedimentazione	4
1.3.3 TIPOLOGIE COSTRUTTIVE DELLE BANCHINE REALIZZATE NELLE AREE PORTUALI	4
1.3.3.1 Banchine a gravità	4
1.3.3.2 Banchine su pali	4
1.3.3.3 Banchine a palancole	4
1.3.3.4 Pontili e banchine galleggianti	4
1.3.4 PROGETTAZIONE E ANALISI STRUTTURALE DELLE BANCHINE PORTUALI	5
1.3.4.1 Modellazione numerica: FEM e approccio geotecnico-strutturale integrato	5
1.3.4.2 Sollecitazioni e carichi	5
1.3.4.3 Adeguamenti e ristrutturazioni: criteri, tipologie e approcci progettuali	6
1.3.4.4 Manutenzione, monitoraggio e gestione operativa delle banchine	6
1.4 IL PORTO DI RAVENNA	8
1.4.1 INQUADRAMENTO	8
1.4.2 CARATTERISTICHE IDRAULICHE DEL PORTO DI RAVENNA	9
1.4.2.1 Canale Candiano	9
1.4.2.2 Dinamica tidale e meteomarina	9
1.4.2.3 Sedimentologia e dinamiche morfologiche	9
1.4.3 DESCRIZIONE COSTRUTTIVA DELLE BANCHINE DEL PORTO RAVENNATE	9
1.4.3.1 Banchine a gravità realizzate in calcestruzzo armato	9
1.4.3.2 Banchine su pali	10
1.4.3.3 Palancole metalliche combinate	10
1.4.4 CONTESTO E MOTIVAZIONI DEL PROGETTO	10
1.4.4.1 Inadeguatezza del pescaggio	10
1.4.4.2 Degrado strutturale delle banchine	10
1.4.4.3 Insufficienza degli spazi operativi	11
1.4.4.4 Inadeguatezza ambientale e tecnologica	11
1.4.5 IL PIANO REGOLATORE	11

1.4.5.1 Approfondimento del Canale Candiano.....	12
1.4.5.2 Adeguamento delle banchine	12
1.5 LA BANCHINA C – ALMA	14
1.5.1 Indagini.....	15
1.5.2 Rilievi.....	17
1.5.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO.....	17
1.5.3.1 Assetto geologico	17
1.5.3.2 Inquadramento geotecnico.....	20
1.5.3.3 Inquadramento sismico	22
1.5.3.3.1 Vita Nominale	23
1.5.3.3.2 Classe d’uso	23
1.5.3.3.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica	23
1.5.3.3.4 Azione sismica	24
1.5.3.3.5 Modello geotecnico-sismico	24
1.5.4 DESCRIZIONE DELLE OPERE	27
1.5.4.1 Situazione attuale della banchina.....	27
1.5.5 ANALISI DELLE CARENZE SPECIFICHE DELLA STRUTTURA ATTUALE IN RELAZIONE ALLE NUOVE ESIGENZE DI UTILIZZO	31
1.5.6 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO	32
1.5.7 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO	33
1.5.7.1 Pali trivellati.....	34
1.5.7.2 Tiranti	34
1.5.7.3 Trave di coronamento	34
1.5.7.4 Arredi banchina	35
1.5.7.5 Pavimentazione	35
1.5.7.6 Scavi	35
1.5.7.7 Riutilizzo in sito terre da scavo	35
1.5.7.8 Reti impiantistiche	35
1.5.8 CRONOPROGRAMMA DELLE LAVORAZIONI.....	38
1.6 DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE.....	40
1.6.1 SOFTWARE DI CALCOLO	40
1.7 OPERE DI BANCHINA.....	40
1.7.1 Modello di calcolo.....	40
1.7.2 Modello geotecnico	43
1.7.3 Combinazioni di carico	45

1.7.4 Fasi di calcolo.....	45
1.7.5 Risultati delle analisi	46
1.7.6 Palancolato esistente.....	46
1.7.7 Palificata retrostante	50
1.7.8 Tiranti	53
1.8 ANALISI DEI CARICHI	54
1.8.1 Peso Proprio	54
1.8.2 Carichi permanenti	54
1.8.3 Carichi di banchina	54
1.8.4 Azioni accidentali su banchina	54
1.8.5 Carichi da ormeggio	55
1.8.6 Neve	56
1.8.7 Sisma.....	56
1.8.8 Spinta idrodinamica	58
1.8.9 Carichi eccezionali – urto di natante.....	60
1.9 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI	64
1.9.1 OPERE DI SOSTEGNO – PARATIE.....	64
1.9.1.1 Verifiche di esercizio (SLE)	65
1.9.1.2 Verifica delle paratie esistenti HZ 775 B	65
1.9.1.3 Verifica della paratia permanentemente immersa	68
1.9.1.4 Verifica della paratia in zona di escursione della marea	69
1.9.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO	70
1.9.2.1 Analisi di stabilità globale	78
1.9.2.2 Metodologia di calcolo	79
1.9.2.3 Analisi stabilità globale applicata all’opera in questione	81
1.9.3 BRICCOLE TEMPORANEE	84
1.9.3.1 Modello di calcolo	84
1.9.3.2 Analisi dei carichi	85
1.9.4 VERIFICHE STRUTTURALI PALI.....	89
1.9.4.1 Verifica della nuova palificata	89
1.9.4.2 Verifica Flessione.....	89
1.9.4.3 Verifica Sezione 2	94
1.9.4.4 Verifica a taglio	99
1.9.4.5 Capacità portante pali.....	99
1.9.5 VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE DI CORONAMENTO	102

1.9.5.1 Sollecitazioni trave.....	102
1.9.5.1.1 Modello 1.....	102
1.9.5.1.2 Modello 2.....	117
1.9.5.2 Verifica nella sezione in corrispondenza della bitta.....	125
1.9.5.3 Verifica locale nella zona della bitta.....	130
1.9.5.4 Dimensionamento dei connettori di collegamento.....	132
1.9.5.5 Dimensionamento del giunto tra le travi – ritiro.....	133
2. CANTIERIZZAZIONE.....	135
2.1 Organizzazione di cantiere.....	135
2.1.1 Che cos'è il cantiere.....	135
2.2 L'organizzazione del cantiere in presenza di navi:.....	136
2.3 Mitigazione delle interferenze con le attività dei terminalisti.....	136
2.4 Descrizione delle fasi di cantierizzazione.....	140
2.4.1.1 Attività di delimitazione del cantiere.....	141
2.4.1.2 Inserimento briccole temporanee di accosto.....	142
2.4.1.3 Rimozione degli elementi interferenti con le attività del cantiere.....	143
2.4.1.4 Realizzazione dei pali trivellati ø1200 mm.....	145
2.4.1.5 Demolizione della trave di coronamento esistente e scavo.....	146
2.4.1.6 Esecuzione nuova trave con predisposizione passaggio tiranti.....	147
2.4.1.7 Reinterro ed inserimento tubazione del sistema antincendio.....	148
2.4.1.8 Realizzazione dei tiranti.....	149
2.4.1.9 Tesatura dei tiranti e realizzazione delle scale in c.a.....	150
2.4.2 Ripristino pavimentazione, installazione degli arredi di banchina e scavo del fondale.....	151
2.4.3 Descrizione delle aree logistiche/operative.....	152
3. PROCESSO COSTRUTTIVO.....	154
3.1 Inserimento briccole temporanee.....	154
3.2 Realizzazione pali trivellati.....	156
3.3 Prove di verifica dei pali trivellati.....	156
3.3.1 Modalità esecutive delle prove di verifica.....	156
3.3.2 Controlli di integrità sui pali trivellati.....	157
3.4 Scavi in genere.....	158
3.5 Demolizione trave di coronamento (scarificazione di solette in c.a. e pavimentazioni esistenti) ...	158
3.6 Esecuzione nuova trave con predisposizione per il passaggio dei tiranti:.....	158
3.6.1 Creazione del cassero per il getto.....	158
3.6.2 Posa delle armature.....	159

3.6.3 Getto del calcestruzzo	159
3.6.4 Stagionatura e disarmo	159
3.6.5 Fasi finali	159
3.7 Posa tubazione antincendio	160
3.7.1 Rete di drenaggio acque meteoriche	160
3.7.2 Profondità di posa	160
3.7.3 Letto di posa	160
3.7.4 Posa della tubazione	160
3.7.5 Rinterro	160
3.7.6 Ancoraggi e prova delle condotte in pead per acquedotto	161
3.8 Realizzazione tiranti:	162
3.8.1 Tiranti di ancoraggio a bulbo profondo	162
3.8.1.1 Perforazione	162
3.8.1.2 Allestimento del tirante	163
3.8.1.3 Iniezione	163
3.8.1.4 Elementi di protezione	164
3.8.1.5 Tesatura e collaudo	164
3.8.1.6 Protezioni anticorrosive in opera	164
3.8.1.7 Documentazione dei lavori	165
3.8.1.8 Prove di collaudo	165
3.8.1.9 Monitoraggio degli ancoraggi di progetto nel corso delle prove preliminari	166
3.8.2.1 Cella di carico toroidale	166
3.8.2.2 Monitoraggio a lungo termine	167
3.9 Bitte ed altri arredi di banchina	167
3.9.1 Parabordi	167
3.9.2 Bitte di ormeggio	168
3.9.3 Arredi di banchina	168
3.9.4 Scalette alla marinara	168
4. Sistema di monitoraggio	169
4.1 Monitoraggio inclinometrico	169
4.2 Monitoraggio delle tensioni mediante celle di carico	169
5. MATERIALI DI RISULTA	170
5.1 Volumi per tipologia	170
6. GESTIONE DELLE MATERIE	171
7.0 QUALITA' E PROVENIENZA DEI MATERIALI E RELATIVE PRESCRIZIONI	173

7.1 Fase di prequalifica.....	173
7.4 Controllo in accettazione	174
7.5 Controlli in corso d’opera.....	175
7.6 Esempio di controlli da eseguire sui singoli materiali per garantirne l’idoneità progettuale:	176
8.0 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI SCELTI NEL PROGETTO.....	179
8.1 Normativa e documenti di riferimento	179
8.3 Calcestruzzo	179
8.4 Acciaio per armature barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C	180
8.5 Acciaio per palancole esistenti	181
8.6 Acciaio per barre tipo “DYWIDAG” o equivalente.....	181
9. COME FUNZIONA UN APPALTO PUBBLICO:	182
9.1 SEQUENZA E ORGANIZZAZIONE DELLE FASI.....	182
10. LA DIREZIONE LAVORI.....	185
10.1 LEGISLAZIONE:.....	185
10.1.1 CODICE CIVILE	185
10.1.2 CODICE DEI CONTRATTI PUBBLICI D.Lgs. 36/2023.....	185
10.1.3 TESTO UNICO EDILIZIA DPR 380/2001	187
10.1.4 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018 (DM 17 gennaio 2018)	187
10.1.5 BONUS EDILIZI IN GENERE.....	188
10.1.6 D.Lgs. 36/2023 PARTE VI - DELL’ESECUZIONE	188
10.2 LA DIREZIONE DEI LAVORI nel NUOVO CODICE degli APPALTI D.Lgs. 36/2023.....	188
10.3 COMPITI DEL DIRETTORE DEI LAVORI	189
10.3.1 ALLEGATO II.14.....	189
10.3.1.1 CAPO I - DELL’ESECUZIONE DEI CONTRATTI DI LAVORI	189
10.4 Sezione I, Articolo 2. “Ufficio di direzione dei lavori”	192
10.4.1 Direttore Operativo.....	192
10.4.2 Ispettore di cantiere	192
10.5 Sezione II - Esecuzione in senso stretto	193
10.5.1.1 Articolo 3. - “Consegna dei lavori”	193
10.5.1.2 Articolo 4. - Accettazione dei materiali	193
10.5.1.3 Articolo 5. - Modifiche, variazioni e varianti contrattuali.....	193
10.5.1.4 Articolo 6. - Cessioni di crediti	194
10.5.1.5 Articolo 7. – Riserve	194
10.5.1.6 Articolo 8. - Sospensione (e riprese) dei lavori	195
10.5.1.7 Articolo 9. - Gestione dei sinistri.....	195

10.5.1.8 Articolo 121 - Sospensione dell'esecuzione	195
10.5.1.9 Articolo 10. – Risoluzione.....	196
10.5.2. Articolo 11. – Recesso	196
10.5.2.1 Articolo 12. -Documenti contabili.	196
10.5.2.2 Articolo 15. -Documenti da fornirsi al collaudatore	197
10.5.2.3 Articolo 19. - Procedimento di collaudo	198
10.5.2.4 Articolo 21. -Valutazioni dell'organo di collaudo	198
10.5.2.5 Articolo 24. -Verbali di accertamento ai fini della presa in consegna anticipata	198
10.5.2.6 Articolo 26. -Ulteriori provvedimenti amministrativi.....	198
10.6 Il Giornale dei Lavori.....	198
10.7 Compiti del Direttore dei Lavori durante l'Esecuzione dei lavori.....	199
10.8 Il DEC – Direttore dell'Esecuzione.....	199
10.9 CAPO II - DELL'ESECUZIONE DEI CONTRATTI DI SERVIZI E FORNITURE.....	200
10.9.1 Articolo 36 - Verifica di conformità	200
11. LE CANTIERIZZAZIONI:.....	200
12. FOCUS riguardo il programma dei lavori:.....	201
12.1 Articolo 1 - “Attività e compiti del direttore dei lavori”	201
12.2 Il controllo della spesa:	202
12.2.1 CURVE ad “S” e produzione EARNED VALUE:.....	202
13. CONCLUSIONI:	205
14. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA:.....	206
15. RINGRAZIAMENTI:	207

1. INTRODUZIONE:

La mia esperienza di tirocinio formativo è stata svolta presso l'azienda SEACON S.R.L., un'azienda con sede a Roma, attiva nel settore dell'ingegneria e della consulenza tecnica per infrastrutture complesse.

Durante questo periodo ho avuto l'opportunità di partecipare in maniera diretta in un progetto di grande rilevanza: i lavori di realizzazione della **banchina C – ALMA** presso il porto di Ravenna.

Nello specifico, ho preso parte ai lavori affiancando il team tecnico della **direzione lavori**, un'attività centrale che mi ha dato la possibilità di confrontarmi giorno per giorno con le dinamiche operative di cantiere, la gestione dei materiali e dei tempi, il coordinamento tra le imprese esecutrici e la verifica del rispetto delle specifiche progettuali.

Questo tirocinio ha rappresentato per me un momento di crescita personale e professionale molto importante, non solo dal punto di vista tecnico, ma anche dal punto di vista relazionale e formativo. Ho potuto osservare con i miei occhi come si traduce un progetto su carta in opera concreta, avendo a che fare con le criticità che possono emergere in un contesto reale e lavorando a stretto contatto con ingegneri, tecnici e maestranze.

Nella relazione che seguirà, ripercorrerò le principali attività svolte, le competenze che ho acquisito e gli strumenti utilizzati durante questa esperienza, con particolare attenzione agli aspetti di controllo dell'avanzamento lavori, qualità dell'esecuzione e del processo di cantierizzazione.

Prima di entrare però nello specifico delle singole lavorazioni progettuali è bene fornire un focus, facendo chiarezza su quella che è la figura del Direttore dei Lavori, quelli che sono i suoi compiti e doveri, in che ambiti viene a operare e quali sono i suoi rapporti con le maestranze con cui condivide i propri spazi. E' necessario inoltre approfondire il concetto di appalto pubblico così da fornire un background di ciò che avviene prima dell'inizio dei lavori stessi, come essi vengano direttamente organizzati e soprattutto come vengono scelte le aziende più idonee alle lavorazioni necessarie.

1.2 OBIETTIVI E CONFIGURAZIONE STRUTTURALE DELL'ELABORATO:

Trattandosi di un tirocinio svolto in un'azienda che si occupa esclusivamente di Direzione Lavori, è obbligatorio concentrare l'attenzione non solamente sul punto di vista della progettazione dell'opera ma anche su ciò che rende possibile la sua vera e propria realizzazione. In ogni caso l'obiettivo di questa tesi è quella di fornire una panoramica completa di tale opera, dalla sua progettazione alla sua realizzazione, indicando i criteri ingegneristici che hanno determinato ogni fase del progetto e le problematiche affrontate. Il progetto svolto può inoltre essere utile per la progettazione di nuove infrastrutture portuali in contesti idraulici complessi e fortemente antropici.

Un focus particolare è stato posto su:

1. **Analizzare le condizioni idrauliche, geotecniche e strutturali** che hanno determinato la progettazione della banchina.
2. **Valutare le soluzioni progettuali adottate:** scelta dei materiali, configurazione costruttiva, fondazioni, protezioni spondali, sistema di ormeggio.

3. **Simulare le condizioni operative e di carico**, valutando la sicurezza e la funzionalità della banchina sotto condizioni reali.
4. **Verificare la compatibilità ambientale e normativa**

Il tutto inquadrato, come già specificato, in un'ottica di osservatore esterno, quale è stato il sottoscritto, impiegato a livello di tirocinio, nel ruolo dell'assistente alla Direzione Lavori.

Riassumendo a grandi linee la **struttura dell'opera**, essa è stata divisa secondo il seguente ordine:

- **Introduzione (pag 1 – 2)**; inizialmente si trova una breve introduzione che accenna a quella che è stata l'esperienza curriculare di tirocinio svolta e ciò che verrà poi trattato nell'elaborato.
- **Inquadramento generale delle strutture portuali (da pag. 3 a 6)**; che cosa sono, da che elementi e tipologie di banchine sono costituiti, quali sono le loro caratteristiche e come vengono progettati e monitorati.
- **Focus sul Porto di Ravenna (da pag. 7 a 12)**; quali sono le caratteristiche del luogo geografico in cui è edificato il porto, la sua storia, che tipologia di banchine sono state edificate tra quelle già elencate nel punto precedente. Inoltre in questo capitolo si spiegano quali sono le problematiche che hanno portato alla realizzazione del progetto di adeguamento strutturale e approfondimento, all'interno del quale trova spazio il processo svolto sulla banchina oggetto di tesi
- **La banchina Alma (da pag. 13 a 134)**; nelle pagine di questo capitolo si descrive nel dettaglio la banchina su cui il sottoscritto ha operato direttamente, partendo da un inquadramento geotecnico passando poi per la descrizione di tutti i passaggi costruttivi contenuti del progetto di studio, per finire con un'analisi dei carichi e delle verifiche svolte su ogni elemento strutturale più rilevante:
 - **Analisi geotecnica e calcoli sulle strutture preesistenti**; siccome si tratta di un adeguamento e non una costruzione da zero è necessario assicurarsi che anche gli elementi della struttura oggetto di ripristino siano adeguati a supportare i carichi durante le lavorazioni.
 - **Analisi dei carichi**; in questa fase sono stati analizzati i principali carichi a cui è soggetta la banchina in generale, insieme ad eventuali carichi eccezionali come gli urti da natante.
 - **Verifiche strutturali**; è in questa fase che si descrivono per ogni elemento strutturale rilevante le verifiche strutturali legate alla sua progettazione.
- **La Cantierizzazione (da pag. 135 a 152)**; in questo capitolo invece viene descritta l'organizzazione del cantiere elemento fondamentale per la supervisione della Direzione Lavori, con una digressione più generale su ciò che esso rappresenta. Fase per fase viene spiegato come sono stati gestiti gli spazi e come sono state distribuite le maestranze all'interno dell'apposita area di interesse per le lavorazioni;
- **Processo costruttivo (da pag. 153 a 167)**; è giunta l'ora di descrivere concretamente le fasi operative che portano al compimento dei lavori con una descrizione generale di ogni singolo processo con cui sono edificati i singoli elementi di banchina;
- **Gestione delle materie di risulta (pag. 168 - 171)**; sarà poi presente un breve capitolo che fornirà un chiarimento su come sono gestiti i materiali di risulta prodotti durante le lavorazioni e come sia necessario classificarli in base alla propria natura così da garantire il loro smaltimento nella maniera più corretta possibile;
- **Qualità dei materiali (da pag. 172 a 180)**; penultimo capitolo narrativo è rappresentato dalla descrizione sui controlli di qualità dei materiali utilizzati in cantiere, anche questo è uno dei punti più rilevanti per quanto riguarda la Direzione Lavori, poiché uno dei suoi compiti principali è proprio quello di assicurare la completa performance da parte delle materie prime sfruttate.
- **Appalto Pubblico (pag. 181 - 182)**; qui è presente un chiarimento su quello che è il background legislativo e normativo degli appalti pubblici, in particolare si viene a trattare e a spiegare come funziona una gara di appalto e come un'azienda può partecipare e ottenere la possibilità di vincere tale competizione.

- **Focus sulla Direzione Lavori (da pag. 183 a 201);** vista la natura della mia esperienza di tirocinio è doveroso fornire quello che è un inquadramento generale riguardo l'Ufficio della Direzione Lavori, figura di rilevante importanza in ogni appalto pubblico. Si è spiegato quali sono i suoi doveri e i compiti dell'azienda incaricata, le principali figure da cui esso è composto, con focus particolare a livello normativo e legislativo.

1.3 IL PORTO: DEFINIZIONE E FUNZIONE

Un porto è un'infrastruttura marittima o fluviale le cui funzioni principali sono l'approdo, l'ormeggio e la movimentazione di navi, la gestione delle merci e dei passeggeri, nonché il supporto tecnico e logistico della navigazione. I porti sono scali fondamentali nella rete del trasporto internazionale, essi costituiscono il punto di intersezione tra il trasporto marittimo e quello terrestre. Questi compiono inoltre funzioni complesse: accoglienza navi, servizio di ormeggio, logistica, difesa e richiedono una progettazione integrata tra vari aspetti, idraulici, geotecnici e strutturali. Il punto principale di queste infrastrutture è rappresentato dalle banchine, che devono garantire la stabilità strutturale dei muri di contenimento e la funzionalità operativa per i carichi delle attività portuali. I porti marittimi sono classificabili in base a:

- Localizzazione geografica: porti naturali, artificiali o estuari;
- Funzione principale: porti commerciali, industriali, turistici, militari;
- Tipologia di traffico: merci in colli, rinfuse liquide o solide, container, passeggeri.

1.3.1 Elementi principali di un porto

Le principali componenti funzionali sono:

- Bacini e canali: zone riparate interne al porto, dragate e protette, che permettono la navigazione e le manovre delle navi.
- Banchine: strutture lineari lungo le quali le navi possono attraccare per attività di carico/scarico delle merci.
- Piazzali: aree retrostanti la banchina adibite allo stoccaggio, movimentazione merci e servizi.
- Opere di difesa come: dighe foranee, moli frangiflutti e barriere per proteggere l'area portuale dal moto ondoso e dai sedimenti.
- Impianti tecnici: gru, attrezzature intermodali, sistemi elettrici, fognari, informatici.

1.3.2 Aspetti idraulici

1.3.2.1 Regime idrodinamico

Un porto è essenzialmente un bacino d'acqua protetto: durante la sua progettazione è necessario tenere conto delle inondazioni, correnti, escursioni di marea e trasporti di sedimenti. L'intensità e la periodicità di tali fenomeni sono

influenzate e dipendono dal tipo di porto: naturale, artificiale o su canale. Il moto ondoso, ad esempio, genera pressioni dinamiche sulle banchine e può compromettere la sicurezza operativa se non attenuato da barriere o moli frangiflutti .

1.3.2.2 Pescaggio e dragaggio

Per garantire l'ormeggio di navi copiosamente cariche, il fondale di banchina deve rispettare quote minime prestabilite. Le navi moderne necessitano infatti di fondali di -12 m o più profondi. Se il fondale è instabile (es. limo, sabbie fini), si rivela necessario effettuare dragaggi periodici: attività che richiedono pianificazioni precise per evitare l'interrimento e salvaguardare l'ecosistema della zona interessata.

1.3.2.3 Sedimentazione

La sedimentazione nei canali portuali è la conseguenza diretta del rallentamento della corrente. La rimozione o controllo di questi sedimenti si rivela fondamentale per mantenere operativo il porto; vengono utilizzate draghe idrauliche o meccaniche con immagazzinamento opportuno dei materiali (riutilizzo o smaltimento) .

1.3.3 TIPOLOGIE COSTRUTTIVE DELLE BANCHINE REALIZZATE NELLE AREE PORTUALI

In generale la scelta strutturale delle banchine portuali dipende principalmente dai carichi operativi, dalla natura del terreno, dalla profondità, dal contesto idraulico e dalle esigenze logistiche a cui esse devono far fronte. Tra quelle elencate verranno poi in seguito approfondite e saranno oggetto di focus quelle presenti nel nostro caso di studio.

1.3.3.1 Banchine a gravità

Composte da massicci in calcestruzzo armato o cassoni, operano con il peso proprio. Sono robuste, necessitano poco o nessun consolidamento profondo, ma richiedono ampi spazi retrostanti. Adatte a porti con bassi fondali e buona portanza del suolo .

1.3.3.2 Banchine su pali

Sono costruite sopraelevate su pali (accoppiati o trivellati), necessarie quando il terreno è debole o dove si necessita di un rialzo dell'area operativa. Garantiscono buona durabilità, ma richiedono attenzione alla corrosione dei pali.

1.3.3.3 Banchine a palancole

Erette tramite infissione di profili metallici (palancole) uniti e tirantati, spesso con un piano di sollievo posteriore (relieving slab). Offrono snellezza, velocità costruttiva e adattabilità a fondali profondi e terreni compressibili.

1.3.3.4 Pontili e banchine galleggianti

Sfruttate nei porticcioli turistici o in porti fluviali; essi vengono ancorati per acqua bassa o su strutture a spinta.

Le banchine portuali in generale sono opere ingegneristiche che si trovano adiacenti al canale di passaggio delle navi e sono soggette a numerose azioni e carichi, sia di origine naturale che artificiale, tra le principali azioni vi sono la pressione terrestre, carichi ciclici (variabili con marea e onde), carichi operativi dovuti a gru e altri mezzi pesanti operanti sulle banchine stesse, carichi di ormeggio trasmessi dalle bitte e dai parabordi e infine, ma non meno importanti, i carichi sismici occasionali.

1.3.4 PROGETTAZIONE E ANALISI STRUTTURALE DELLE BANCHINE PORTUALI

In generale la progettazione strutturale delle banchine negli ultimi decenni ha subito un'evoluzione significativa grazie all'introduzione di strumenti numerici avanzati e alla crescente integrazione tra geotecnica e ingegneria strutturale. Le banchine, infatti, non verranno trattate più come semplici muri di sostegno: esse costituiscono strutture articolate che interagiscono dinamicamente con l'acqua, il terreno e le strutture portuali.

1.3.4.1 Modellazione numerica: FEM e approccio geotecnico-strutturale integrato

L'adozione del metodo agli elementi finiti (FEM – Finite Element Method) ha permesso di ricreare a livello informatico la simulazione tridimensionale dettagliata delle banchine, tenendo in considerazione delle non linearità del terreno, delle condizioni di carico dinamico (es. impatto da nave, sisma) e della deformabilità dei materiali.

Software come Plaxis 2D/3D, MIDAS, GeoStudio o SAP2000 sono tra i più comunemente utilizzati per:

- Modellare le pressioni trasmesse dal terreno retrostante in condizioni drenate e non drenate;
- Simulare la distribuzione degli sforzi in presenza di vincoli discontinui (tiranti, ancoraggi, pali);
- Calcolare il comportamento in esercizio (Stato Limite di Esercizio – SLE), verificando flessioni, spostamenti e rotazioni;
- Esaminare le condizioni di sicurezza a rottura (Stato Limite Ultimo – SLU), tenendo conto della stabilità globale della struttura.

Particolare attenzione viene posta alla modellazione terreno-struttura, soprattutto quando si usano fondazioni profonde o cassoni cellulari: in tali situazioni la rigidezza del terreno e la resistenza al taglio variano con la profondità e devono essere valutate tramite indagini geotecniche (CPT, SPT, prove di laboratorio) e correttamente introdotte nel modello numerico.

1.3.4.2 Sollecitazioni e carichi

Le banchine devono sopportare numerose sollecitazioni:

- Azioni verticali distribuiti da container impilati (fino a 70–100 kN/m²), mezzi stradali, gru mobili e reach stacker;
- Carichi concentrati (ruote, punti di ancoraggio, colonne portanti);
- Sollecitazioni orizzontali esercitate dal terreno, dalle spinte idrauliche e dalle onde;
- Carichi dinamici da impatto di una nave, vibrazioni da carichi ciclici e fenomeni sismici;
- Azioni ambientali: variazioni termiche, corrosione, aggressività marina.

Le verifiche devono quindi includere tutte queste componenti per garantire sia la resistenza strutturale sia la funzionalità nel tempo.

1.3.4.3 Adeguamenti e ristrutturazioni: criteri, tipologie e approcci progettuali

Nei porti esistenti, molte delle banchine si presentano oggi in condizioni di parziale obsolescenza, non più adatte a soddisfare le esigenze operative loro richieste. Le ragioni di questa inadeguatezza sono varie: da una parte vi è

l'incremento del pescaggio richiesto dalle navi di nuova generazione, di dimensioni maggiori e più profonde, dall'altro l'esponenziale aumento dei carichi agenti sui piazzali, dovuto all'impiego di mezzi di sollevamento più pesanti, alla movimentazione containerizzata e all'evoluzione delle modalità logistiche.

Nella maggior parte dei casi le banchine esistenti non risultano nemmeno conformi alle normative strutturali e ambientali attuali, come i più recenti Eurocodici, le NTC 2018 o le prescrizioni per la mitigazione dell'impatto ambientale nelle strutture portuali. A tutto ciò si aggiunge il progressivo degrado delle strutture in cls, soggette a cicli di gelo-disgelo, alla carbonatazione e alla degradazione delle armature per effetto dell'ambiente marino.

Gli interventi di adeguamento vengono classificati secondo tre livelli di intensità. Il primo livello è quello dell'adeguamento leggero, che si basa sulla riqualificazione funzionale, senza intaccare in modo significativo la struttura portante. In questi casi l'intervento consiste nella sostituzione degli elementi danneggiati, come le bitte e i parabordi, effettuando ripristini localizzati del calcestruzzo ammalorato, rinnovando i rivestimenti superficiali e aggiornando l'impiantistica di bordo banchina. Tali interventi hanno un impatto superficiale, ma non consentono di adeguarsi ai nuovi standard prestazionali in termini di portanza e profondità.

Il secondo livello è rappresentato dagli adeguamenti medi, in cui si agisce sul sistema portante della struttura con l'aggiunta di nuovi elementi strutturali. Questo può essere svolto tramite il rinforzo con fibre composite, l'erezione di controventi o diaframmi interni, l'aggiunta di tiranti di ancoraggio supplementari (attivi) o l'installazione di micropali e plinti integrativi. In certe situazioni si interviene demolendo e ricostruendo porzioni della testata di banchina o sostituendo i pali esistenti. Questo approccio risulta più invasivo e costoso, ma consente di aumentare la capacità portante e prolungare sensibilmente la vita utile della struttura.

Come ultima tipologia di intervento, vi è l'adeguamento intensivo, che prevede la demolizione totale e ricostruzione della banchina, spesso adiacente a quella esistente per assicurare continuità operativa durante i lavori. In questo caso sono progettate ex novo le fondazioni profonde, con pali trivellati o micropali, vengono realizzati muri frontali prefabbricati o diaframmi gettati in opera e si aumenta il numero di impianti e finiture secondo gli standard moderni. Questo tipo di intervento presenta costi significativamente più elevati, che variano in funzione della profondità del fondale, delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste, ma è l'unico che assicuri piena compatibilità con le esigenze operative attuali e future.

1.3.4.4 Manutenzione, monitoraggio e gestione operativa delle banchine

La manutenzione delle banchine costituisce una fase cruciale per la salute e la qualità dell'infrastruttura nel lungo termine. Una gestione corretta consente di scongiurare fenomeni di degrado progressivo e ammortare drasticamente i costi di intervento straordinario. Essa è articolata in tre ambiti principali: le ispezioni periodiche, il monitoraggio strutturale e la manutenzione programmata.

Le ispezioni visive e strumentali sono generalmente eseguite su base semestrale o annuale, in rapporto alla classe d'importanza dell'opera. Esse includono il controllo dello stato del calcestruzzo, la presenza di fessurazioni, il grado di corrosione delle armature, la deformazione dei profili metallici, la stabilità delle bitte e degli arredi di banchina, nonché il corretto funzionamento degli impianti. Un ruolo particolarmente delicato è svolto dalle ispezioni subacquee, in quanto consentono di valutare eventuali erosioni alla base della banchina, distacchi di materiali o deterioramenti nascosti in zona sommersa. In condizioni particolari o su banchine strategiche, le ispezioni sono affiancate da campagne di rilievo sonar, rilievi laser e di diagnostica.

Negli ultimi anni si è avuta una crescente diffusione dei sistemi di monitoraggio strutturale continuo, noti come SHM (Structural Health Monitoring). Questi sistemi, basati su sensori di spostamento, inclinometri, estensimetri e celle di carico, sono in grado di rilevare in tempo reale variazioni anomale nel comportamento della banchina. L'utilizzo, inoltre, di tecnologie in fibra ottica o wireless consente la raccolta e l'elaborazione automatizzata dei dati, anche tramite l'uso di piattaforme IoT, sfruttando la possibilità di attivare soglie di allerta e pianificare successivamente gli interventi in modo predittivo. Alcuni porti europei, come quelli di Rotterdam, Barcellona e Anversa, sono pionieri nell'adozione di tali tecnologie, le quali costituiscono ormai uno standard nella progettazione di nuove banchine portuali.

Parallelamente, la manutenzione programmata comprende interventi ciclici sul calcestruzzo, sulle finiture superficiali, sugli impianti elettrici e fognari, sui giunti di dilatazione e sui sistemi di drenaggio. Vengono effettuati trattamenti anticorrosione, rimpiazzamenti di anodi sacrificali, consolidamenti puntuali e interventi di natura ambientale. Attenzione sempre più crescente è indirizzata verso la sostenibilità e la gestione ambientale: le banchine attuali devono essere equipaggiate di sistemi per la raccolta e il trattamento delle acque meteoriche e di prima pioggia, impianti di cold ironing per abbattere le emissioni delle navi in sosta e soluzioni energetiche a minimo impatto, come l'illuminazione tramite LED e le pompe controllate da inverter.

Per quanto riguarda la manutenzione ordinaria, il costo annuale può variare generalmente tra l'uno e il due per cento del valore dell'infrastruttura, ma può essere incrementato significativamente in presenza di condizioni ambientali severe o in caso di mancanze pregresse nella gestione.

1.4 IL PORTO DI RAVENNA

1.4.1 INQUADRAMENTO

Il Porto di Ravenna rappresenta uno snodo determinante per il traffico commerciale dell'Adriatico, in particolare per le merci secche, i prodotti chimici e l'industria manifatturiera, esso costituisce uno dei principali scali marittimi italiani per traffico commerciale e industriale, caratterizzandosi per la sua particolare configurazione morfologica e idraulica. Localizzato lungo la costa adriatica settentrionale, il porto si sviluppa in maniera peculiare rispetto ad altri porti italiani: non si presenta direttamente affacciato sul mare, bensì si estende lungo il Canale Candiano, un corso d'acqua artificiale realizzato nel XIX secolo, che unisce la città di Ravenna al mare Adriatico. Il porto è costituito da un canale principale, Candiano, e due secondari, Baiona e Piomboni. In totale sono attualmente presenti 24 km di banchine disponibili, di cui 18.5 km operative. Le merci trattate dai terminalisti privati sono principalmente rinfuse, liquidi, container. A seguito delle analisi del traffico e degli scenari futuri, il PRP del 2007 ha fissato come priorità per lo sviluppo del Porto l'approfondimento dei fondali per permettere l'ingresso di navi di dimensioni maggiori rispetto alle attuali, oltre alla realizzazione di un nuovo Terminal Container. Inoltre, lo sviluppo tecnologico della logistica marittima, l'evoluzione dimensionale delle navi, l'inasprimento delle normative ambientali e il processo di transizione energetica hanno evidenziato limiti strutturali e funzionali delle infrastrutture portuali esistenti. Queste criticità hanno reso necessaria una profonda riorganizzazione e modernizzazione del sistema banchinale, sfociata nel Progetto di Hub Portuale di Ravenna e nei successivi interventi di adeguamento.



Fig 1 – Planimetria del Canale Candiano

1.4.2 CARATTERISTICHE IDRAULICHE DEL PORTO DI RAVENNA

Il sistema portuale di Ravenna è particolarmente influenzato da aspetti idraulici e morfologici specifici, che influenzano le scelte progettuali e operative. I principali elementi da tenere in considerazione sono:

1.4.2.1 Canale Candiano

- Lunghezza totale: approssimativamente 14 km
- Larghezza media nella parte terminale (darsena): 70-100 m
- Pendenza longitudinale trascurabile, con andamento prevalentemente rettilineo.
- Presenza di collegamenti diretti con darsene e canali secondari (Canale Baiona, Canale Piomboni).

1.4.2.2 Dinamica tidale e meteomarina

- Il regime di marea è semi-diurno ed è soggetto ad un'escursione media di circa 0,7 m, e massima di oltre 1,2 m.
- I fenomeni meteomarini (vento, onde, depressioni barometriche) tendono a influenzare sensibilmente il livello idrico e i moti ondosi nella zona di imbocco.
- Il moto ondoso di scirocco (proveniente da SUD-EST) tende a propagarsi nel canale fino a una determinata profondità, interferendo in parte con le operazioni portuali.

1.4.2.3 Sedimentologia e dinamiche morfologiche

- Il fondale presenta una composizione prevalentemente di sabbie fini e limo, con contenuto argilloso crescente verso le aree interne.
- Si verifica un trasporto solido sospeso e di fondo che provoca fenomeni di interrimento ciclico, soprattutto nella zona terminale del canale e nelle aree non soggette a dragaggio continuo.
- Le correnti sono generalmente deboli, ma le condizioni idrauliche influenzano notevolmente i cicli di dragaggio e manutenzione.

1.4.3 DESCRIZIONE COSTRUTTIVA DELLE BANCHINE DEL PORTO RAVENNATE

Le banchine attuali nel porto ravennate si articolano lungo le due sponde del Canale Candiano e delle darsene laterali, e sono state realizzate in periodi storici differenti, rappresentando soluzioni costruttive eterogenee. In questo paragrafo si descriverà sommariamente quali sono, tra quelle elencate in maniera generale in precedenza, le tipologie scelte e realizzate all'interno del porto di nostro interesse.

Le principali tipologie costruttive adottate a Ravenna sono:

1.4.3.1 Banchine a gravità realizzate in calcestruzzo armato

Questa tipologia sfruttata all'interno dello scalo commerciale ravennate presenta la caratteristica di essere realizzata con cassoni prefabbricati o gettati in opera. Inoltre presenta fondazioni su terreno naturale o su materassi in pietrame.

Esse sono spesso soggette a fenomeni di cedimento differenziale, soprattutto dove non è stato eseguito un adeguato consolidamento del fondo.

1.4.3.2 Banchine su pali

Queste rappresentano la seconda grande tipologia strutturale delle banchine portuali ravennati, esse sono edificate su pali infissi in acciaio o pali trivellati in c.a. e presentano il vantaggio di garantire buona resistenza meccanica, ma necessitano di costante manutenzione.

Queste banchine vengono sfruttate e impiegate soprattutto per i terminal container e nelle aree industriali più moderne.

1.4.3.3 Palancolati metallici combinati

Esse rappresentano soluzioni di tipo continuo, composte da palancole larghe con profili di ancoraggio.

Il loro principale vantaggio è che consentono buona adattabilità geotecnica e rapidità esecutiva. sono spesso impiegate nelle banchine realizzate in epoca recente, spesso in abbinamento a tiranti e ancoraggi attivi.

1.4.4 CONTESTO E MOTIVAZIONI DEL PROGETTO

Il progetto cuore del Piano Regolatore sorge da una serie di esigenze strutturali, operative e ambientali emerse negli ultimi decenni che verranno in seguito elencate. Le opere dei primi due stralci del presente progetto consistono nella realizzazione del nuovo Terminal Container e in un primo step di approfondimento dei fondali, oltre al conseguente adeguamento strutturale di parte delle banchine esistenti.

Le principali cause che hanno reso necessario il processo di rinnovamento portuale sono:

1.4.4.1 Inadeguatezza del pescaggio

Una delle problematiche più urgenti comprendeva la limitata profondità dei fondali marini, un handicap che impediva l'accesso e l'ormeggio di navi di nuova generazione, caratterizzate da pescaggi sempre più onerosi. Le navi portacontainer e le bulk carrier attuali necessitano infatti fondali navigabili di almeno 12,5, fino a 14 metri, mentre gran parte delle banchine del Canale Candiano presentavano pescaggi inferiori a 11 metri, con frequenti interrimenti dovuti ad accumoli di sedimenti trasportati dalle acque interne e marine. Questa situazione limitava il traffico commerciale, aumentando così i costi per le compagnie (che erano costrette a lavorare a carico parziale) e riducendo la competitività del porto.

1.4.4.2 Degrado strutturale delle banchine

Molte delle banchine del porto sono state edificate tra gli anni '50 e '80 e tutt'oggi non sono conformi agli standard strutturali e sismici vigenti. Le ispezioni tecniche hanno evidenziato in particolare le seguenti problematiche:

- Calcestruzzo degradato e carbonatato,
- Corrosione avanzata delle armature,
- Fenomeni di cedimenti differenziali o spostamenti orizzontali,
- Scarsa capacità portante dei terreni di fondazione,

- Inadeguata resistenza alle azioni sismiche e marine.

In un contesto di crescita esponenziale del traffico commerciale, maggiore sollecitazione dinamica da mezzi meccanici pesanti e domanda di maggiore capacità di carico, il degrado di tali strutture rappresenta un fattore critico per la sicurezza, l'efficienza e la vita utile del porto.

1.4.4.3 Insufficienza degli spazi operativi

L'accrescimento della movimentazione containerizzata e l'evoluzione dei processi logistici richiedono oggi piazzali ampi, pianeggianti e tecnologicamente adeguati. Le aree retrobanchinali esistenti presentavano un dimensionamento per traffici diversi (ad esempio rinfuse solide) ed erano sprovviste di pavimentazioni adatte ai carichi odierni. Inoltre, non predisposte per sistemi ferroviari integrati o movimentazione intermodale. Questa situazione rappresentava un ostacolo notevole per l'efficienza delle operazioni di carico e scarico e limitava l'attrattività commerciale del porto.

1.4.4.4 Inadeguatezza ambientale e tecnologica

Negli ultimi anni, le normative europee e nazionali hanno imposto obiettivi sempre più vincolanti in materia di sostenibilità, qualità ambientale e abbattimento delle emissioni. Le banchine preesistenti non presentavano sistemi di alimentazione elettrica da terra (cold ironing), inoltre le reti di drenaggio delle acque piovane e trattamento delle acque oleose si sono rilevate non idonee o obsolete col passare del tempo. Le strutture in questione inoltre non presentavano idonei impianti di monitoraggio ambientale e di infrastrutture per il controllo differenziato dei rifiuti di bordo e delle acque di scolo.

Questo ha reso necessario un aggiornamento infrastrutturale non solo tecnico, ma anche ambientale e normativo, affinché il porto potesse allinearsi agli obiettivi europei in tema di Green Economy e accedere ai fondi PNRR destinati alla decarbonizzazione della logistica marittima.

1.4.5 IL PIANO REGOLATORE

Il **Piano Regolatore Portuale (PRP)** relativo al **Porto di Ravenna** sostanzia uno dei principali strumenti di pianificazione per lo sviluppo infrastrutturale e operativo dello scalo romagnolo. Gli interventi più importanti di questo piano sono l'**approfondimento del Canale Candiano** e l'**adeguamento delle banchine**, che fanno parte nel progetto noto come "**Hub Portuale di Ravenna**". Sarà infatti questo il progetto all'interno del quale ha preso parte l'azienda di mio interesse e dove, in seguito alla vittoria della specifica gara di appalto, ha ottenuto l'incarico di supervisionare le attività di cantiere nell'adeguamento delle banchine.

Il processo di approvazione del Piano Regolatore Portuale 2007 del Porto di Ravenna è avvenuto, una volta acquisito il parere del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici e la Valutazione Ambientale Strategica con delibera della giunta regionale Emilia-Romagna del 03.12.2010. Successivamente, in data 19.03.2010, veniva attivata, presso il Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio e del Mare e gli altri Enti competenti, la procedura di Valutazione di Impatto Ambientale delle opere previste in Piano, che è proseguita con le pubblicazioni di legge ed il parere favorevole di compatibilità ambientale della Commissione Tecnica per la Verifica dell'Impatto Ambientale in data 17.06.2011. Il Ministro dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare in combinato disposto col Ministro dei Beni e delle attività Culturali e del Turismo, con decreto n. 215 del 07.08.2017 ha prorogato per dieci anni; a decorrere dalla data di scadenza, i termini di validità del Decreto di compatibilità ambientale relativo al "Piano Regolatore Portuale – Attuazione delle opere connesse" del Porto di Ravenna, ovvero sino al 18 maggio 2027. L'Autorità di Sistema Portuale ha sviluppato il progetto preliminare di

“Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007”, istruito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in quattro stralci consecutivi ma singolarmente funzionali, ed approvato dal C.I.P.E. con delibera n. n. 98 del 26 ottobre 2012 per i primi due.

1.4.5.1 Approfondimento del Canale Candiano

L’opera di approfondimento prevede:

- **Dragaggio del fondale** per portare il pescaggio a **-12,50 metri**, con lo scopo di:
 - Ospitare navi di maggiori dimensioni
 - Incrementare la capacità di carico ed ottimizzare la competitività del porto
- **Gestione dei sedimenti dragati** prelevati vengono:
 - Classificati in base alla normativa ISPRA,
 - In parte riutilizzati in aree di colmata (ad esempio per la realizzazione di nuovi piazzali),
 - In parte smaltiti in siti idonei, con verifiche ambientali rigorose.
- **Incremento della sicurezza** della navigazione in entrata e in uscita dal porto

1.4.5.2 Adeguamento delle banchine

Contestualmente all’approfondimento del fondale, è previsto il recupero e la valorizzazione delle banchine portuali:

- consolidamento strutturale delle banchine esistenti per affrontare carichi maggiori
- Allungamento e recupero delle banchine esistenti, tra cui appunto la Banchina C – ALMA, per migliorarne l’utilizzo e la logistica a terra
- Adeguamento delle quote di coronamento per sopperire all’abbassamento del fondale
- Aggiornamento delle reti di servizio (energia, idrica, fognaria, antincendio) e dei collegamenti ferroviari e stradali

Nelle aree limitrofe al porto verranno acquisiti al Pubblico Demanio Marittimo alcune aree che saranno anche oggetto di destino di parte del materiale dragato prima della realizzazione delle aree logistiche vere e proprie. In data 20/01/21, con verbale di avvio alla progettazione, l’Autorità di Sistema (AdSP), ha limitato l’inizio delle attività di progettazione esecutiva (PE) agli interventi di adeguamento funzionale e strutturale delle banchine ed allo svuotamento delle casse di colmata Nadep e Centro Direzionale. Nell’ambito delle attività di PE oggetto del richiamato verbale rientrano anche le attività connesse allo svuotamento della cassa di colmata Trattaroli (per la parte incidente con le lavorazioni previste nel cantiere N2), nonché le attività di conferimento di materiali provenienti dalle casse di cui sopra nelle aree logistiche L2 e S3 e nella “Cava Bosca”.

La progettazione esecutiva delle banchine riguarda in particolare:

- Banchine A - BUNGE NORD
- Banchine B - BUNGE SUD
- Banchine D – CEMENTILCE (UNIGRA'-UNITERMINAL) – TRATTAROLI NORD
- Banchina C – ALMA
- Banchina O - LLOYD
- Banchina E, F, G, H - TERMINAL NORD – TRATTAROLI SUD
- Banchina I - IFA
- Banchina M – DOKS PIOMBONI NORD
- Banchina N - Nuovo terminal container soprelevazione (cantiere N1) e nuovo tratto (cantiere N2)

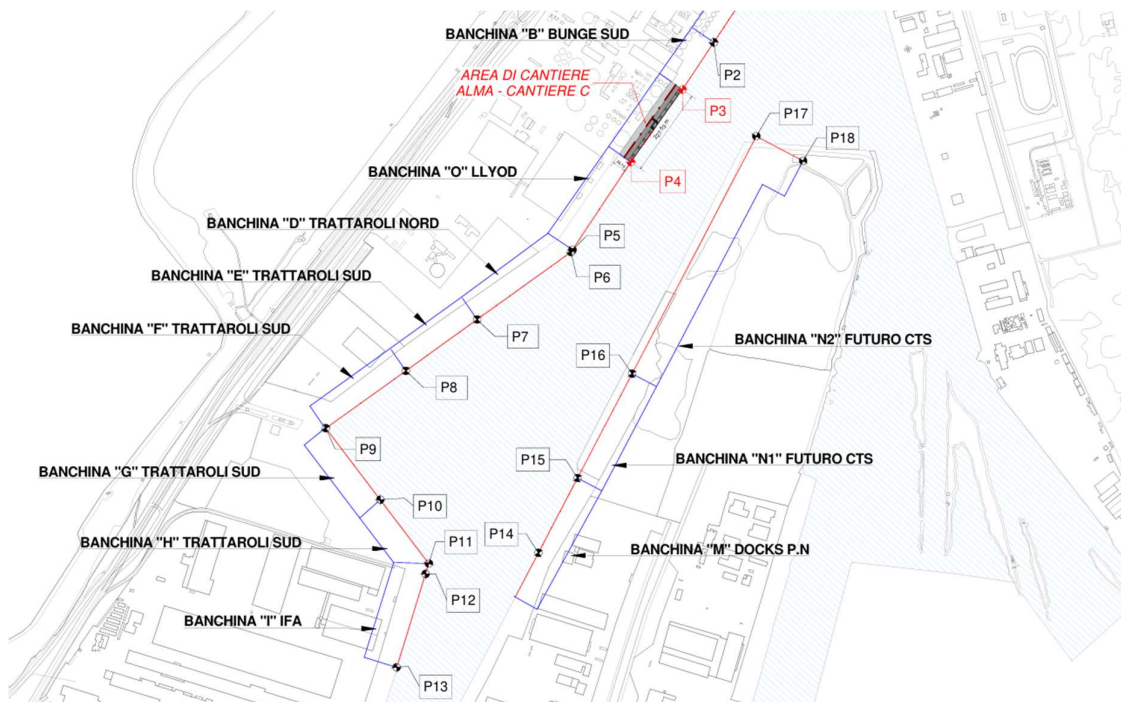


Fig 2 – Planimetria relativa alle banchine da adeguare e al nuovo terminal in penisola Trattaroli (PD)

1.5 LA BANCHINA C – ALMA

La presente relazione si riferisce quindi all'intervento di adeguamento previsto in particolare per la banchina antistante l'azienda "Alma S.p.A." (denominata anche **Banchina C**) nell'ambito del già citato 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".



Fig 3 – Individuazione della banchina Alma Petroli (Banchina C)

La banchina "Alma Petroli" è collocata, come già accennato, lungo il canale Candiano, in sponda sinistra, poco a Nord di largo Trattaroli, antistante lo stabilimento della società Alma Petroli S.p.A. Questa si estende per circa 227,50 m ed è costituita da un palancolato combinato in acciaio ancorato con tiranti a bulbo iniettato. La banchina è stata realizzata tra il 1988 ed il 1991, tra la banchina LLOYD Ravenna e la banchina Italiana Olii e Risi (oggi Bunge).

L'attività dello stabilimento consiste essenzialmente nella lavorazione di petroli grezzi pesanti atti alla produzione di bitumi stradali. Nello stabilimento vengono quindi lavorati petroli grezzi speciali, polveri di elementi leggeri (benzine), che danno elevati rendimenti in bitume, cui si associano gli oli combustibili. I grezzi arrivano via nave o via autobotte. Viene utilizzato anche del semilavorato pesante. I gasoli ATZ vengono spediti via mare ad altre raffinerie per subire la desolforazione. Il petrolio grezzo, che costituisce la materia prima, arriva in stabilimento via terra su autobotti in caso si tratti di petrolio dell'Adriatico, oppure via mare dalla banchina di proprietà, attrezzata ed autorizzata alla scarica delle navi sul Candiano. **In caso di prodotto giunto via mare è la nave con proprie pompe ad effettuare lo scarico. La presenza delle navi (dimensioni di 140 -200 m) hanno una frequenza di 4-5 navi/mese.**

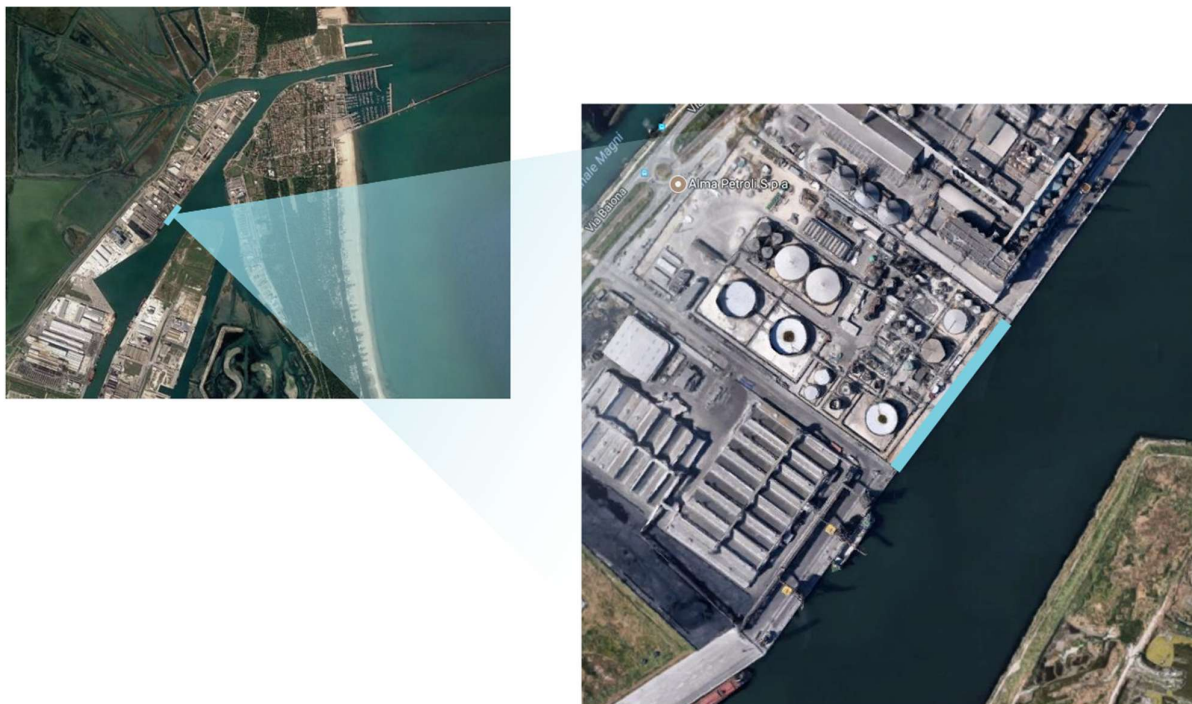


Fig 4 – Ortofoto – Banchina Alma

1.5.1 Indagini

Le indagini geognostiche realizzate per il progetto comprendono sondaggi, prelievi di campioni per l'esecuzione di prove geotecniche, prove geofisiche e prove penetrometriche. Il presente capitolo riassume in modo schematico le indagini eseguite nell'area delle banchine.

Le campagne di indagine considerate sono quelle eseguite per il PD (2014/15) e quelle del PE (2020) a cui si aggiungono ulteriori indagini pregresse. In specifico, l'area del porto, che prevede l'intervento delle banchine, è stata interessata negli anni da numerose campagne geognostiche finalizzate alla realizzazione di diverse opere, tali dati geognostici sono risultati utili al fine di avere una ulteriore conferma dell'assetto geologico (Tabella 1).

Campagna indagini pregresse

Periodo	Impresa Esecutrice/Geologo	Opera Di Riferimento
Dicembre 1972	Pali Trevisani di Cesena	Zona P.I.R.
Aprile 1973	Studio geotecnico Dr. Radaelli e Dr. Castellotti di Segrate (Mi)	Prolungamento banchina SETRAMAR
Febbraio 1979	Tecnosol di Roma	Zona banchina FERRUZZI
Aprile 1980	Dott. Geol. Angelo Angeli di Cesena	Banchine piazzale Dante della S.A.P.I.R.
Novembre 1985	Prof. Silvano Marchetti	Appalto concorso rafforzamento Molo Guardiano Destro Canale Candiano
Giugno 1987	INDGEO S.r.l. di S. Giuseppe di Comacchio (Ferrara)	Zona EUROTERMINAL S.p.A.
Novembre 1991	INDGEO S.r.l. di S. Giuseppe di Comacchio (Ferrara)	Zona compresa tra canale Candiano, sponda destra e canale Piombone
Novembre 1991	INDGEO S.r.l. di S. Giuseppe di Comacchio (Ferrara)	Progetto esecutivo nuovo molo guardiano in sinistra canale Candiano (commissionata dalla S.A.P.I.R.)
Febbraio 1992	INDGEO S.r.l. di S. Giuseppe di Comacchio (Ferrara)	Zona Largo Trattaroli
Febbraio 1992	INDGEO S.r.l. di S. Giuseppe di Comacchio (Ferrara)	Zona Erichem
Aprile 1992	Acquater S.p.A. di San Lorenzo in Campo (Pesaro)	Prove laboratorio area Trattaroli sx
Luglio 1993	Dott. Geol. Angelo Angeli di Cesena	Zona sviluppo S.A.P.I.R.
Maggio 1995	INDGEO S.r.l. di S. Giuseppe di Comacchio (Ferrara)	Località Trattaroli
8 luglio 1997	PERIGEO Dott. Geol. Guarnieri	Molo San Filippo – Porto Corsini
30 marzo 2010	ISMGEO Seriate (Bergamo)	Prove laboratorio Banchina Polimeri Europa
4 settembre 2012	SOGEO S.r.l. Dott. Porcari	Piazzale Adriatico angolo via Don G. Verità Marina di Ravenna
Dicembre 2012	Dott. Geol. Angelo Angeli di Cesena	Piano urbanistico attuativo "Capitaneria di Porto" Marina di Ravenna
Febbraio 2013	Dott. Geol. Borghetti	Via Fabbrica Vecchia Marina di Ravenna
Aprile 2013	Dott. Geol. Angelo Angeli di Cesena	Banchina San Vitale

Tabella 1 – Lista indagini pregresse dell'area delle banchine del Porto di Ravenna. Riferimento alla data di esecuzione, all'impresa realizzatrice e all'opera per cui è stata realizzata.

Campagna indagini 2014 (Novembre 2014 - Gennaio 2015)

- n. 7 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità di 35 m da p.c. S4/14÷S7/14, S17/14÷S19/14 (Sondedile s.r.l., 2015); 4 dei quali predisposti con tubo in PVC fino a fondo foro per prospezione geofisica Down Hole.
- prelievo n. 19 campioni di terreno indisturbati nel corso dei sondaggi sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione, prove triassiali non consolidate non drenate (UU), consolidate drenate (CD), consolidate non drenate (CU), prove di taglio diretto (TD) e prove edometriche (EDO).
- n. 7 prove penetrometriche statiche con piezocono lato terra (CPTu); spinte sino a una profondità variabile tra 35 e 50 m.
- n. 4 prove penetrometriche statiche con piezocono lato mare (CPTu), spinte sino a una profondità variabile tra 26 e 30 m dal piano di lavoro.
- n. 7 prove con dilatometro Marchetti (DMT).

Campagna indagini 2020

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità di 50 m da p.c., per ogni sondaggio sono state eseguite n.3 prove di permeabilità di tipo Lefranc; i sondaggi sono stati attrezzati con piezometro.
- prelievo n. 21 campioni di terreno indisturbati e n. 48 campioni rimaneggiati nel corso dei sondaggi sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione (proprietà fisiche, limiti di Atterberg,

analisi granulometrica), prove triassiali consolidate non drenate (CIU), prove di taglio diretto (TD), prove edometriche (EDO) e prove triassiali cicliche (TXC).

- n. 9 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTu) spinte fino a profondità di 30/40 m e n.12 test di dissipazione su n.6 punti.
- n. 6 stendimenti MASW Multichannel Analysis of Surface Waves (SMA).
- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a profondità di 20 m da p.c., in foro di sondaggio sono state condotte prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prelievo n. 6 campioni di terreno indisturbati nel corso dei sondaggi sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione (proprietà fisiche, limiti di Atterberg, analisi granulometrica), prove triassiali consolidate non drenate (CIU).

1.5.2 Rilievi

In seguito ai rilievi ricevuti relativi alla banchina N1 - NTC sopraelevazione, per l'analisi e ricostruzione dello stato attuale dei luoghi e la valutazione delle azioni progettuali sono state prese in considerazione le seguenti ulteriori prove svolte:

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

1.5.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO

1.5.3.1 Assetto geologico

L'area in cui si colloca l'opera in progetto è localizzata nella bassa pianura romagnola; questo territorio è assimilabile ad un piano debolmente inclinato con immersione E-NE e presenta lievissime ondulazioni che si manifestano con ampie e blande depressioni a fondo sub pianeggiante, separate da strette zone in leggero rilievo date dai dossi dei corsi d'acqua passati e recenti. I processi morfogenetici caratteristici di quest'area sono generalmente di origine fluviale. Tale territorio, infatti, fa parte della piana a copertura alluvionale nella quale i corsi d'acqua appenninici, in occasione delle piene rompevano gli argini e tracimavano spandendo le loro acque nelle aree adiacenti di basso topografico. Tuttavia, in quest'area, i processi alluvionali sono stati accompagnati da una dinamica litorale che ha fortemente modificato la morfologia costiera.

Nella parte sommitale del Subsistema di Ravenna viene distinta un'unità di rango inferiore, l'Unità di Modena (AES8a) di età post-romana (IV-VI sec. d.C.- Attuale), costituita da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale e deltizio-litorale. Il limite inferiore è inconforme e marcato da superfici di erosione fluviale mentre quello superiore coincide con il piano topografico ed è definito da un suolo calcareo. Lo spessore di questa unità è compreso tra 0 e 5.5 m. La carta riportata in Figura 5 mostra come l'Unità di Modena affiora lungo tutta la zona costiera che comprende l'area in studio; si nota anche che la morfologia del territorio si presenta regolare.

Le nuove carte geologiche, come il Foglio di Ravenna, riportano non solo la suddivisione in unità stratigrafiche, ma anche quella in base al sistema morfologico deposizionale che ha messo in posto i terreni, suddivisi anche in base alla granulometria.

Perciò, i depositi deltizi litorali presenti nell'area sono:

- Corpi sedimentari sabbiosi orientati N-S corrispondenti a cordoni litorali (spiaggia duna eolica) con spessori di massimo 15 m e tendenza granulometrica negativa. Fanno transizione laterale e verso il basso a depositi di prodelta e transizione di piattaforma. Lateralmente e verso l'alto passano a depositi lagunari e palude salmastra, mentre localmente sono sormontati da depositi alluvionali;
- Corpi nastriformi formati da argille limose, argille e limi argillosi in strati molto sottili a medi, alternati a sabbie fini ricche di bioclasti, di spessore massimo di 2.5 m. Corrispondono a depositi di palude salmastra e laguna (retrocordone). In prossimità dell'area portuale sono presenti accumuli di sabbia legati ad attività antropica.

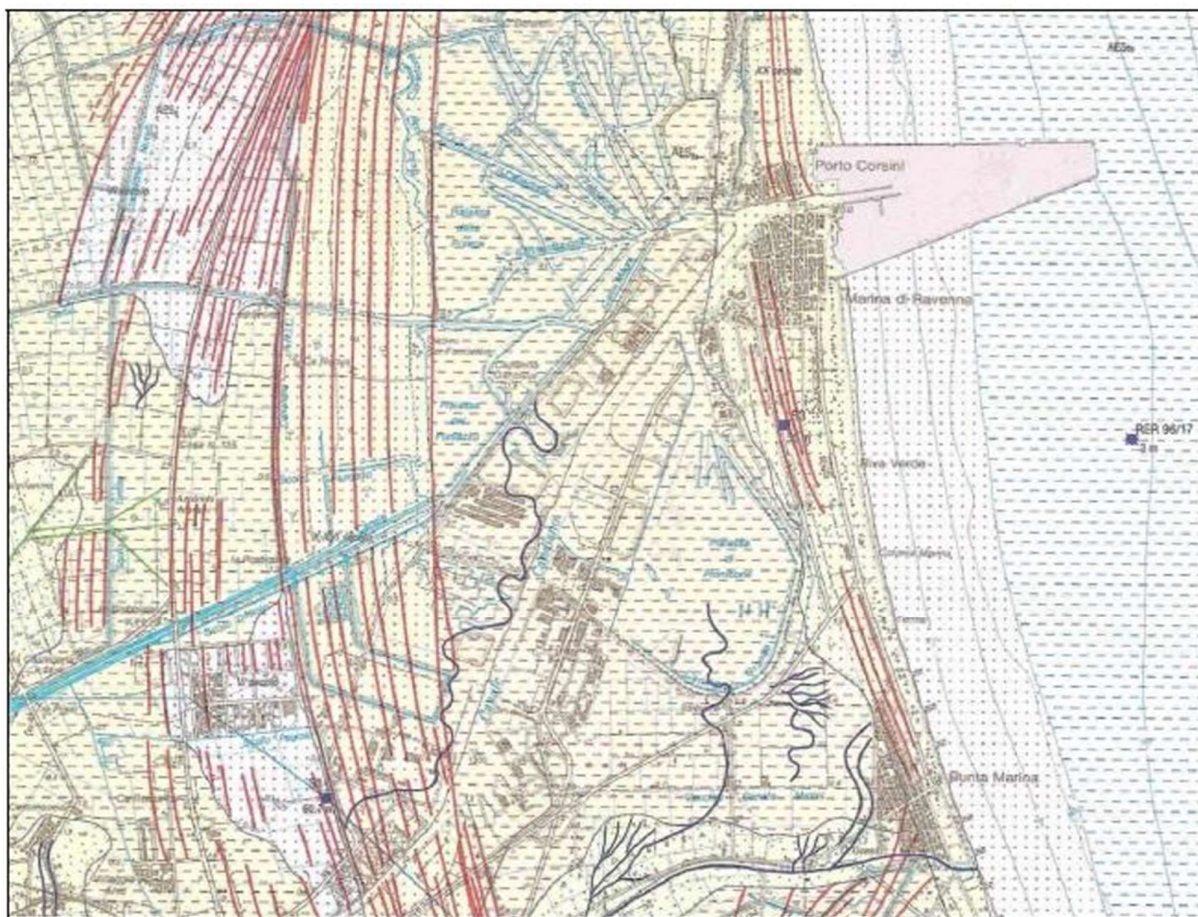


Fig 5 – Stralcio Carta Geologica Foglio 223- Ravenna, Regione Emilia-Romagna (scala 1:50.000).

Di seguito sono riportate le principali unità stratigrafiche, dalle più recenti alle più antiche, rappresentative della successione sedimentaria plio-quadernaria della zona portuale del comune di Ravenna e tratte dal Foglio Geologico 223- Ravenna.

CODICE	LITOFACIES	ASSOCIAZIONE DI FACIES (UNITÀ CARTOGRAFICA)	ELEMENTO DEPOSIZIONALE	SISTEMA DEPOSIZ.
A1	argille di piana inondabile	piana inondabile	piana alluvionale	sistema alluvionale
A2	limi e sabbie di argine	canale, argine e rotta fluviale		
A3	sabbie di canale fluviale			
A4	sabbie di ventaglio di rotta			
D	sabbie e limi di canale distributore	canale distributore, argine e rotta	piana deltizia	sistema deltizio - litorale
P1	argille di palude salmastra	area interdistributrice, retrocordone	piana deltizia piana di sabbia	
P2	torbe di palude salmastra			
L1	argille lagunari			
L2	sabbie e argille lagunari			
S1	sabbie di spiaggia sommersa inferiore	cordone litorale	fronte deltizia piana di sabbia	
S2	sabbie di spiaggia sommersa superiore:spiaggia intertidale			
S3	sabbie e limi di spiaggia emersa			
M1	argille e sabbie di transizione spiaggia-piattaforma	prodelta e transizione alla piattaforma	prodelta e transizione alla piattaforma	
M2	argille e sabbie di prodelta			
B1	limi e argille di laguna/baia	retrobarriera (non affiorante)	complesso barriera/laguna	
B2	argille e torbe di laguna/baia			
B3	argille di palude di acqua dolce			
T1	lag conchigliere	barriera trasgressiva (non affiorante)		
T2	sabbie limose marine fossiliere			

Tabella 2 – Quadro sinottico delle unità stratigrafico deposizionali distinte all'interno del Subsistema di Ravenna e la loro relazione con le unità stratigrafiche nel Foglio di Ravenna.

Di seguito sono riportate in modo schematico le principali caratteristiche delle associazioni di facies precedentemente descritte. Il presente modello geologico è supportato graficamente da profili geologici longitudinali e trasversali alle banchine presentati nelle Tavole di progetto.

Depositi antropici (tipo “R”)

I depositi antropici di tipo “R” presentano uno spessore massimo di 2-3 metri, sono attribuibili alla realizzazione di opere superficiali quali piazzali-viabilità e per rialzare l'area portuale. All'interno di questi terreni è importante la presenza di asfalti, laterizi e talvolta materiale litoide di natura calcarea, attribuibili a scogliere. Le ghiaie sono spesso confinate nel primo metro; in alcuni casi si è osservata la presenza di calcestruzzi anche a profondità elevate (entro i 10-14 metri dal p.c.), questi vengono attribuiti ad opere di consolidamento esistenti (pali, tiranti, jet-grouting ecc.), inglobate all'interno del terreno naturale.

Depositi di palude salmastra (associazione di facies “P”)

L'associazione di facies “P” non è di facile riconoscimento poiché a stretto contatto con i depositi antropici, infatti, questa associazione di facies risulta spesso rimaneggiata e rielaborata con il terreno sovrastante. Tuttavia, grazie all'esecuzione dei nuovi sondaggi e prove SCPTu, è stato possibile individuare uno spessore di 1-2 m a tratti lenticolare avente valori di resistenza di punta bassi, compresi tra 1-2 MPa.

Depositi di cordone litorale (associazione di facies “S”)

Le indagini eseguite nell’area delle banchine confermano la presenza dello spessore dell’associazione di facies “S” formato da un livello sabbioso immediatamente sotto ai depositi antropici di copertura, oppure sotto ai depositi palustri “P”. In particolare, le prove penetrometriche con piezocono sismico hanno individuato uno spessore variabile tra 7 e 11 m, mostrando valori di resistenza alla punta di circa 2-6 MPa con un valore medio di 5 MPa. I valori di resistenza di punta e gli spessori sono in linea con quanto riscontrato in sede di PD.

Depositi di prodelta e transizione alla piattaforma (associazione di facies “M”)

Anche l’associazione di facies “M” è confermata; essa è costituita da limi e limi argillosi con livelli più sabbiosi di colore grigio, in livelli da poco consistenti a consistenti. Il limite superiore è quello con l’unità “S” e quello inferiore è un contatto transizionale con le sabbie trasgressive di barriera litorale (associazione di facies “T”). Dall’analisi dei sondaggi e delle prove penetrometriche lo spessore di questa unità è variabile tra 9-16 m. Dalle prove SCPTu i valori medi di resistenza di punta sono bassi dell’ordine di 1-2 MPa con qualche picco più alto (fino a 6-7 MPa) corrispondente ai livelli più sabbiosi.

Depositi di barriera trasgressiva (associazione di facies “T”)

In seguito all’integrazione delle indagini geognostiche e delle SCPTu l’associazione di facies “T” risulta avere uno spessore di 2-3 m, alla profondità di -25-28 m s.l.m. Questo strato è facilmente identificabile nelle prove SCPTu sulla base di un netto aumento della resistenza alla punta qt verso l’alto.

Depositi di piana alluvionale (associazione di facies “A”)

Per quanto riguarda la presenza di limi appartenenti ai depositi di piana alluvionale di tipo “A”, si tratta di granulometrie di limi argillo-sabbiosi consistenti. Il limite tra l’associazione di facies “A” e i depositi trasgressivi sovrastanti, corrispondente alla base del Subsistema di Ravenna, nei sondaggi è visibile in corrispondenza dalla brusca variazione di facies da depositi alluvionali, generalmente sovraconsolidati, a sovrastanti depositi di retrobarriera o, localmente (dove i sedimenti di retrobarriera sono stati erosi), di spiaggia sommersa. La stessa superficie è ben identificabile nelle prove penetrometriche con piezocono in coincidenza di un brusco aumento di resistenza laterale del terreno, accompagnato da una netta diminuzione della pressione interstiziale. La profondità della base del Subsistema di Ravenna varia tra i 26 e 28 m.

1.5.3.2 Inquadramento geotecnico

L’interpretazione delle indagini di progetto definitivo ed esecutivo ha permesso di individuare le unità stratigrafiche, che costituiscono i terreni di fondazione. 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 $+1.0 \div -3.0$ m s.l.m., e fino alla profondità di circa $-8 \div -13$ m.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 q_c misurata nelle prove penetrometriche statiche compresa tra 2 MPa e 8 MPa.
- 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 3 m, caratterizzati da valori di resistenza alla punta q_c compresa tra 0.5 MPa e 1.2 MPa.
- A seguire e sino alla profondità di $-25.0 \div -27.0$ m 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 $-16.0 \div -23.0$ m s.l.m. (q_c compresa tra 0.8MPa e 3.5MPa).
- Da $-23.0 \div -25.0$ m s.l.m. si rileva la presenza di un orizzonte granulare composto da sabbie e sabbie limose (unità T) di spessore metrico (q_c 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 q_c 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

Nella seguente tabella si riporta la stratigrafia di riferimento per la banchina Alma.

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	γ/γ' [kN/m ³]	v [-]	OCR [-]	e_0 [-]	C_c [-]	CR [-]	c_v [m ² /s]	D_r [%]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	c_{uk} [kPa]	V_k [m/s]	G_0 [MPa]	E_{sp} [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2/0,5	-1,5	18/9	0,25	-	-	-	-	-	-	32	-	-	140	38	25	2	15
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	-	-	180	52	25	2	15
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,18	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25,5	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,18	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25,5	-26,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26,5	-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	-35	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

Tabella 3 – Modello geotecnico banchina C

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 15 m 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.

1.5.3.3 Inquadramento sismico

Per la definizione della sismicità dell'area si fa riferimento al lavoro di Stucchi M. et al. (2004) che hanno ridefinito la zonazione sismogenetica italiana (Zonazione sismogenetica ZS9). La zona dell'Appennino settentrionale-centrale è stata suddivisa secondo 5 fasce parallele longitudinali alla catena e, la zona 912 sulla quale ricade l'area in progetto, insieme alla 917, rappresentano la porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco appenninico. Segna perciò la spinta del fronte compressivo sepolto nord orientale più avanzato.

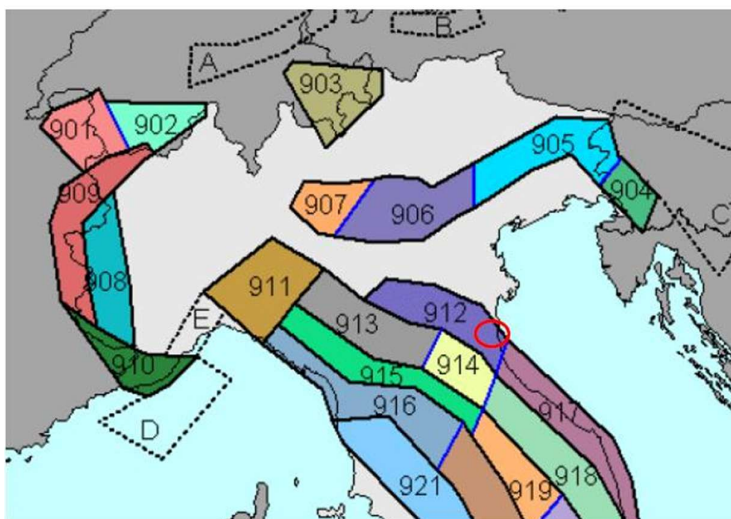


Fig 6 – Estratto (fuori scala) della zonazione sismogenetica ZS906 Nord Italia (Stucchi M. et al., 2004).

I cataloghi storici mostrano una serie di terremoti con sismicità intermedia e dannosa che hanno interessato l'area come il terremoto di Classe-Ravenna del 725 d.C. con una magnitudo di 5.6, le manifestazioni del 18 marzo 1624 e del 30 dicembre 1967; i terremoti del 22 ottobre 1796 e del 13 gennaio 1909.

In accordo a quanto riportato nella relazione "Valutazione del potenziale di liquefazione del Porto di Ravenna" a cura di Eucentre e sulla base dei dati a disposizione, è stata adottata la seguente magnitudo:

Tempo di ritorno 712 anni SLV $M_w = 5.96$

Azione sismica di progetto

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.

1.5.3.3.1 Vita Nominale

Tutte le opere sono assegnate alla Tipologia 2 “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinati”

Vita Nominale VN = 50 anni

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. 4 – Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni

1.5.5.3.2 Classe d’uso

Per il caso specifico si assume una Classe III

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

Tab. 5 – Classi d’uso secondo il paragrafo §2.4.2 delle NTC18

1.5.5.3.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica

Il periodo di riferimento è associato alle Prescrizioni del Consiglio superiore dei lavori pubblici che dispone quanto segue:

“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.”

Pertanto, il periodo di riferimento per l’azione sismica per la banchina in esame è:

$$VR = VN \times CU = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

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

Tab. 6 – Valori del coefficiente d'uso C_u

1.5.5.3.4 Azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento $VR = 75$ anni. Il tempo di ritorno dell'evento sismico è pari a $Tr = 712$ anni, pertanto l'accelerazione orizzontale di base a_g su sito di riferimento rigido risulta essere:

Stato Limite di Danno (SLD) $a_g = 0.064g$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) $a_g = 0.172g$

È 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:

Stato Limite di Danno (SLD) $a_g = 0.02g$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) $a_g = 0.1g$

1.5.5.3.5 Modello geotecnico-sismico

La caratterizzazione ai fini sismici ha portato a identificare due aree caratterizzate da profili geotecnici sismici omogenei: **MGS1** (comprendente le banchine IFA e Trattaroli Sud) e **MGS2** (comprendente le rimanenti) e riportati nella seguente figura.

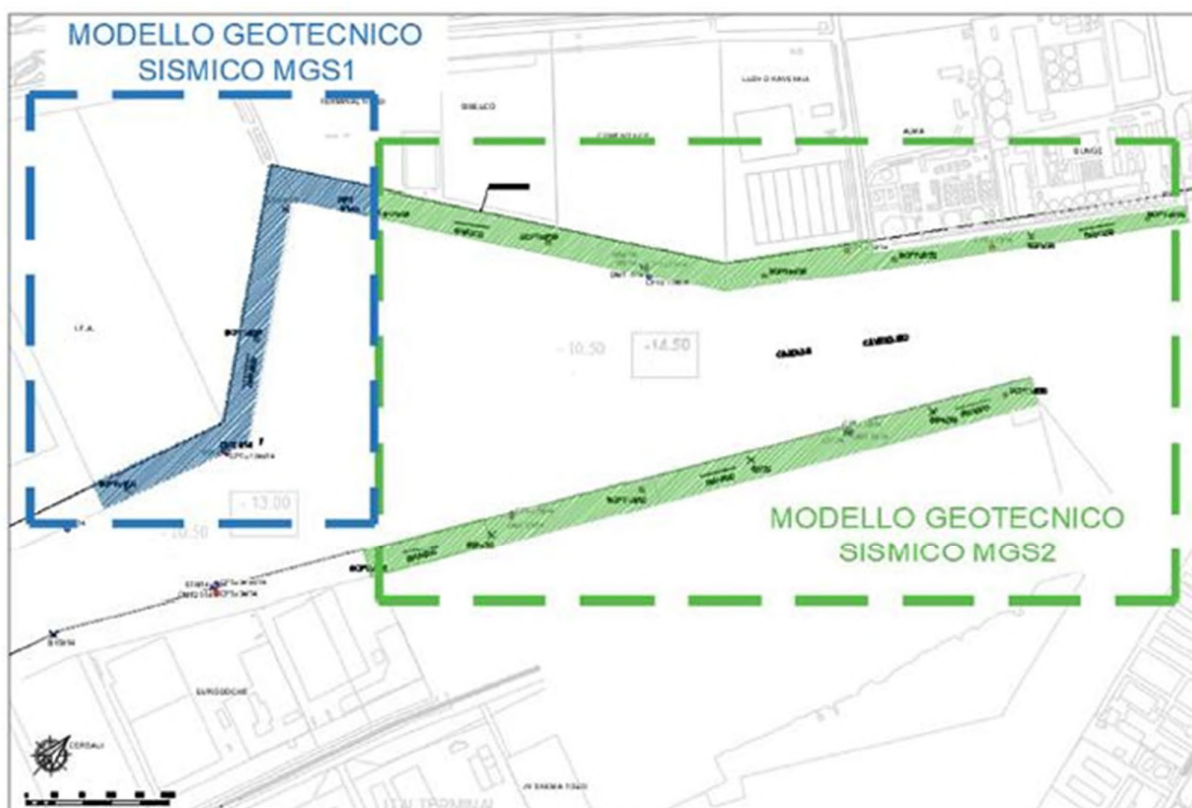


Fig 7. – Planimetria aree di competenza dei n.2 modelli geotecnici sismici adottati.

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	σ'_v [kPa]	z [m s.l.m.]	SLD a maxig = 0.10		SLV a maxig = 0.20	
						G [MPa]	Y [%]	G [MPa]	Y [%]
R	Incoerente	2,00	-1,50	25,75	0,25	28	0,008	26	0,016
P	Coesivo	-1,50	-3,50	59,50	-2,50	27	0,019	22	0,047
S	Incoerente	-3,50	-9,00	95,00	-6,25	21	0,042	12	0,144
M1	Coesivo	-9,00	-19,00	165,00	-14,00	27	0,055	22	0,136
M2	Coesivo	-19,00	-25,00	233,00	-22,00	50	0,038	19	0,194
T	Incoerente	-25,00	-26,00	263,50	-25,50	50	0,040	11	0,371
A1	Coesivo	-26,00	-30,00	286,50	-28,00	68	0,030	45	0,090
A2	Incoerente	-30,00	-38,00	340,50	-34,00	82	0,025	46	0,088

Tabella 7 – Andamento di γ con la profondità per modello geotecnico MGS 2

Per quanto riguarda il MGS 2, in condizioni SLD le deformazioni di taglio γ risultano inferiori a 0.04 % per i terreni incoerenti e a 0.05 % per quelli coesivi, tali da non creare sovrappressioni significative. In condizioni SLV le deformazioni di taglio γ risultano inferiori a 0.2 % per i terreni coesivi, tali quindi da non creare sovrappressioni significative. Per quanto riguarda i terreni incoerenti, le deformazioni di taglio γ risultano significative, dell'ordine dello 0.15%, per l'unità S individuata dalle indagini fra -3.5 e -9.0 m s.l.m.m.. Si rilevano deformazioni significative anche nello strato T che però risulta poco influente ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno

<i>Unità</i> [-]	<i>Tipologia</i> [-]	<i>da</i> [m s.l.m.]	<i>a</i> [m s.l.m.]	Δu [kPa]
R	<i>Incoerente</i>	2	-1,5	≈ 0
P	<i>Coesivo</i>	-1,5	-3,5	≈ 0
S	<i>Incoerente</i>	-3,5	-9	<i>medio $\approx 12,5$</i>
M1	<i>Coesivo</i>	-9	-19	≈ 0
M2	<i>Coesivo</i>	-19	-25	≈ 0
T	<i>Incoerente</i>	-25	-26	≈ 0
A1	<i>Coesivo</i>	-26	-30	≈ 0
A2	<i>Incoerente</i>	-30	-38	≈ 0

Fig 8 – Andamento dell'incremento Δu in condizioni SLV per il MGS 2.

Si ritiene che non si possano generare sovrappressioni laddove sono previsti gli interventi di vibroflottazione e vibrosostituzione del livello sabbioso S; tali interventi hanno infatti un duplice effetto:

- rendere più addensati e quindi più rigidi e meno deformabili tali livelli;
- creare delle vie di drenaggio che non permettono l'accumulo di Δu .

1.5.4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

1.5.4.1 Situazione attuale della banchina

Il banchinamento esistente, realizzato tra il 1988 ed il 1991, presenta le seguenti caratteristiche geometriche e prestazionali:

- Trave di banchina a +2,50 m su l.m.m. anche se recenti rilievi indicano una quota di circa +1,97 m s.l.m.m. rispetto al caposaldo IGM*)
- Fondale operativo a -11,50 m s.l.m.m.
- Sovraccarico di banchina 60 kPa
- Bitte poste su plinti isolati a tergo della paratia

Strutturalmente la banchina Alma è composta da un palancolato combinato HZ 775 B sol. 10/13 – ZH 9,5 della ProfilARBED con profilati principali estesi fino a -24.00 m s.l.m.m. e palancole intermedie interrotte a -16.40 m s.l.m.m.

Come risulta dai certificati di conformità i profilati principali sono realizzati in acciaio PAE 360, mentre le palancole intermedie ed i gargami in acciaio PAE 250. Le palancole sono collegate in testa da un cordolo in calcestruzzo armato C25/30 di dimensioni 1,30 x 2,50 m, con quota di estradosso a +1.97 m s.l.m.m. su cui sono collegati i tiranti di ancoraggio.

Il cordolo è armato con 6+6 barre Ø18 e con 5 staffe Ø10 a metro. I tiranti sono a n.6 trefoli, e non n.7 come riportato negli elaborati grafici e nella relazione di collaudo dell'epoca di costruzione dell'opera, in acciaio armonico da 0.6" di lunghezza totale 28 m, inclinati di 25° rispetto all'orizzontale e disposti con interasse di circa 2 m.

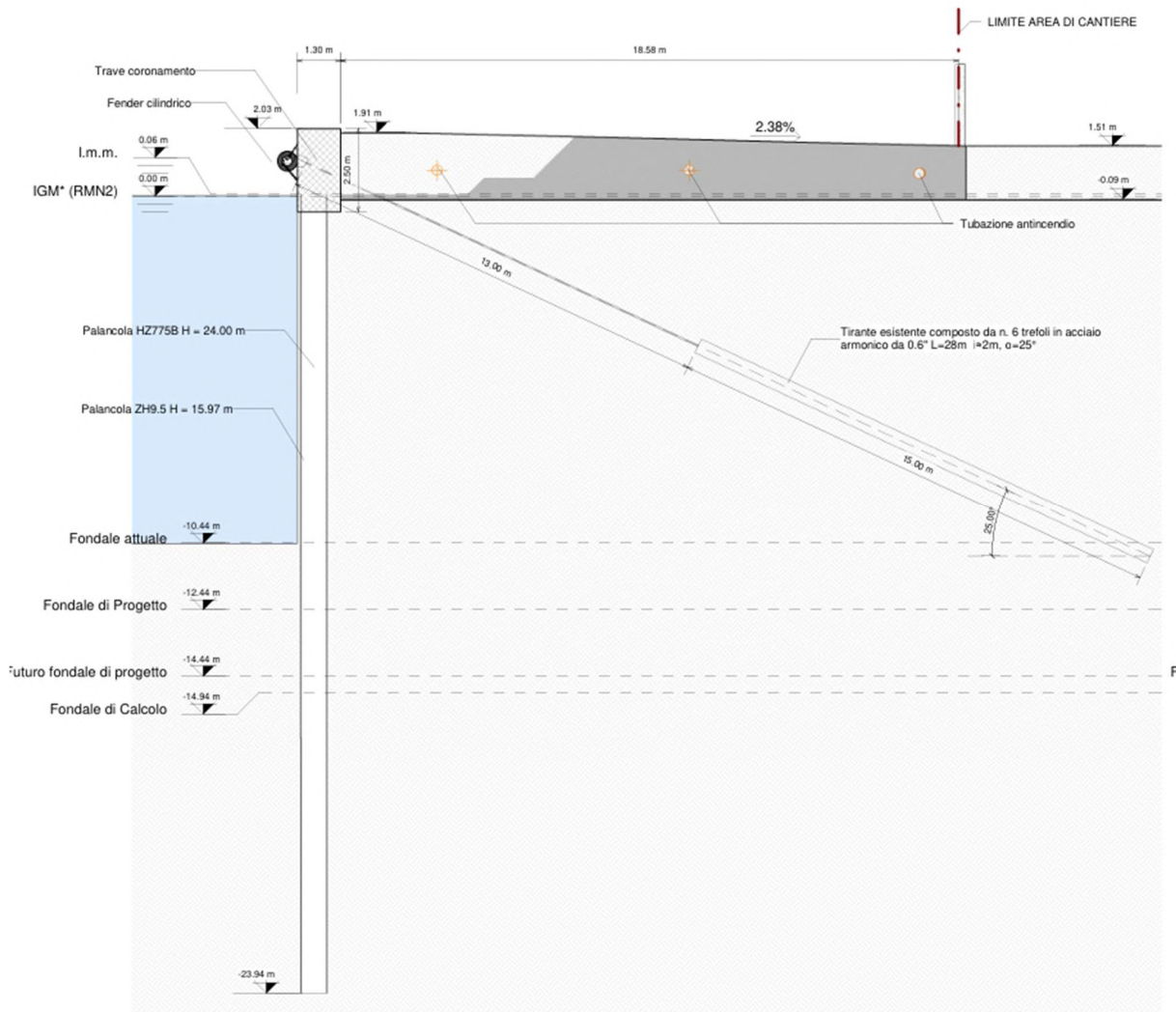


Fig 9 – Sezione stato di fatto



Fig 10 – Planimetria dello stato di fatto

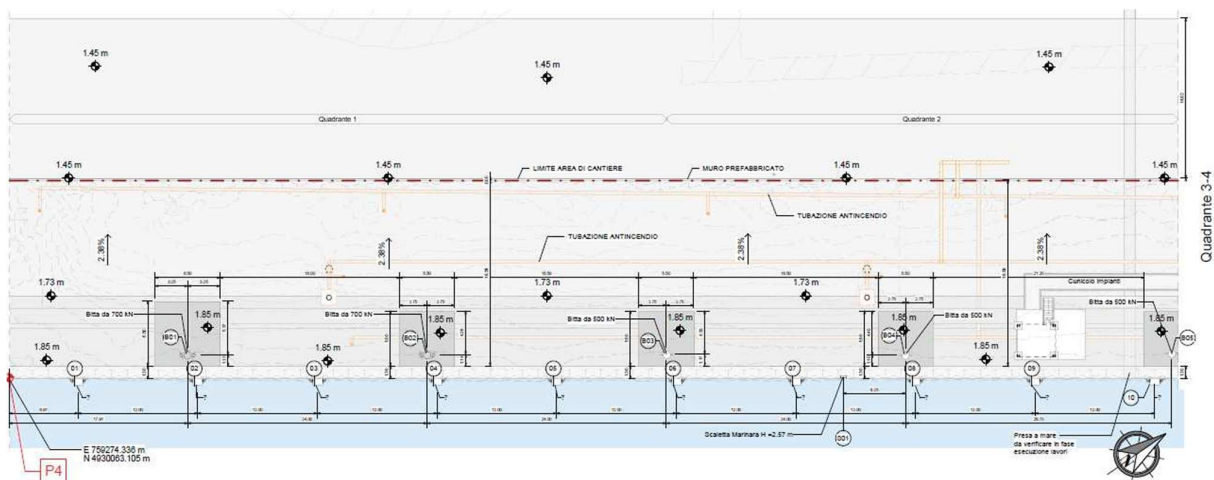


Fig 11– Pianta dello stato di fatto / Quadranti 1-2.

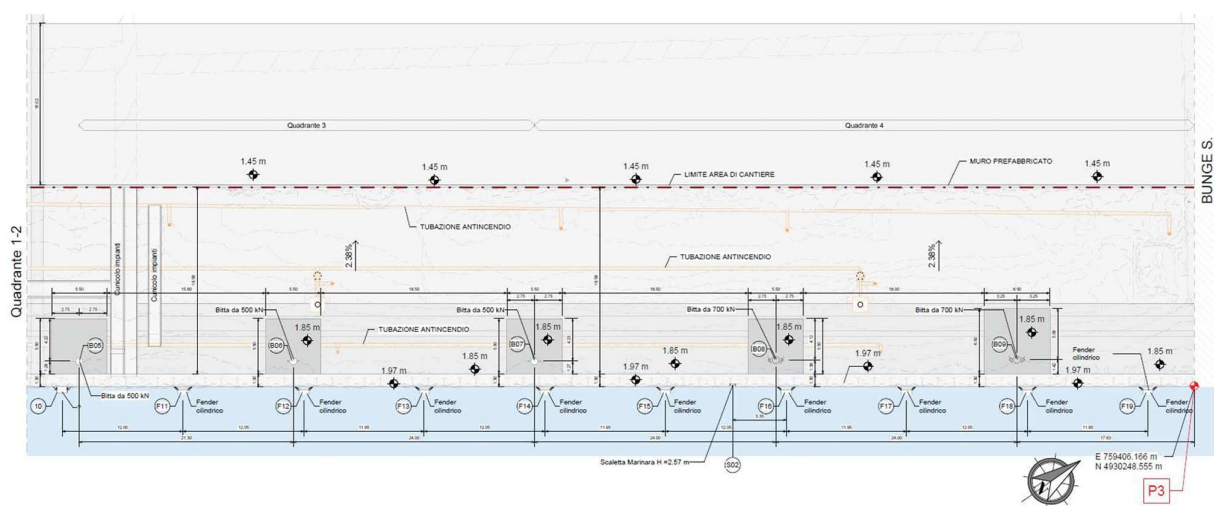


Fig 12 – Pianta dello stato di fatto / Quadranti 3-4

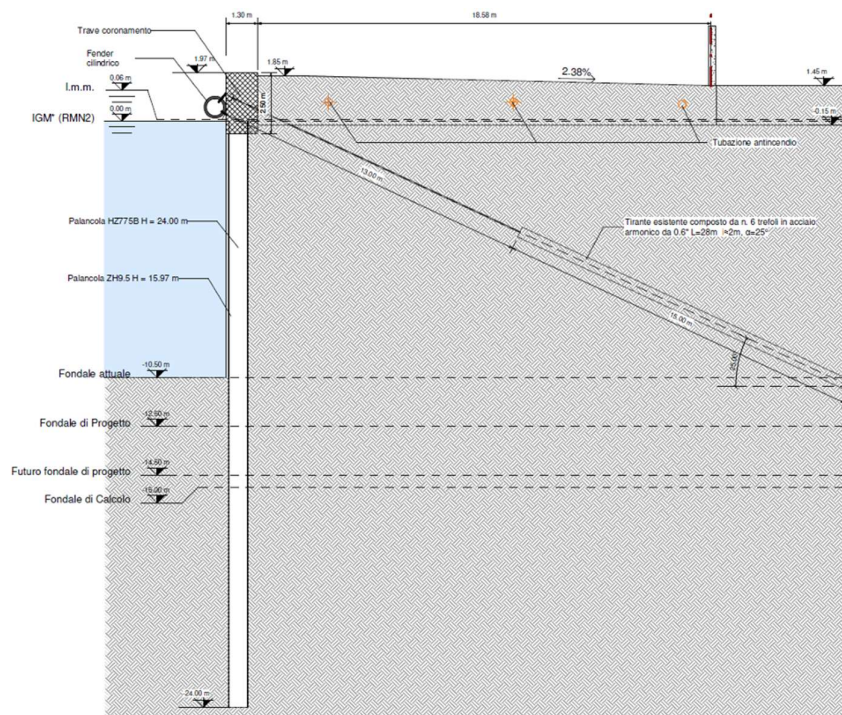


Fig 13 –Sezione stato di fatto

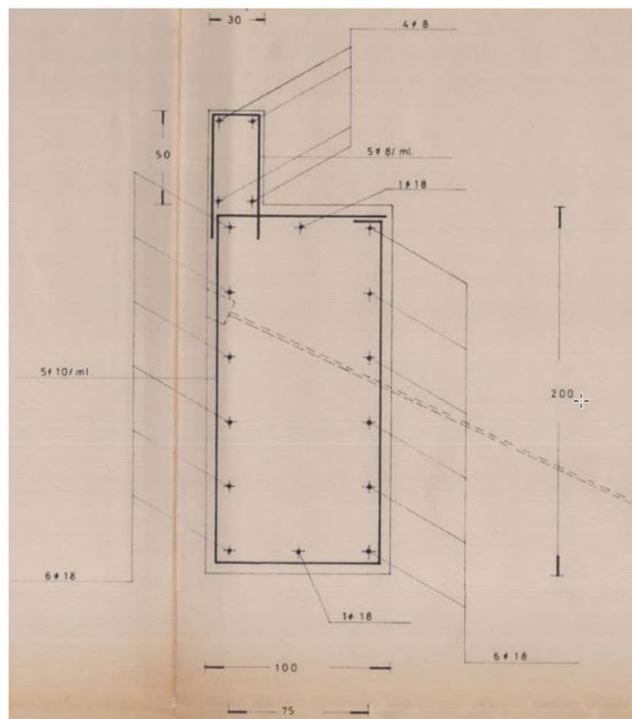


Fig 14 – Estratto da Sezione trasversale e particolari – progetto del 1987

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

L'analisi della struttura attuale in relazione alle nuove prestazioni richieste indica che:

- il sistema di ancoraggio sommitale è insufficiente a fronteggiare i tiri di progetto risultanti dai nuovi fondali; inoltre i tiranti risultano non avere la doppia protezione, come risulta dalle fotografie del tirante portato alla luce a tergo della trave di banchina;
- il palancolato di banchina, anche se in buone condizioni, 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 -24,00 m da l.m.m., non supera lo strato di limi argillosi scadenti e compressibili e pertanto la lunghezza del palancolato è insufficiente a garantire la stabilità generale del sistema;
- la qualità dei calcestruzzi della trave di banchina è buona ma non adeguata ad una struttura che ha una vita utile di molti decenni.

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, la cui efficacia possa essere controllata con sicurezza. Relativamente al sistema di ancoraggio occorre rilevare che la mancanza della doppia protezione dei trefoli ed il fatto che l'intervento sia in opera da 30 anni non permette di fare affidamento sugli ancoraggi esistenti. Si deve anche osservare che il palancolato della banchina Alma è meno robusto rispetto ai palancolati in acciaio utilizzati su banchinamenti limitrofi.

1.5.6 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO

Le prestazioni richieste per l'adeguamento "leggero" della banchina Alma Petroli sono:

	Esplicitamente indicate dalla committenza in fase di Progetto Definitivo	Utilizzato nel Progetto Esecutivo
Fondale di progetto:	-	-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 su l.m.m.	-15,00 m su l.m.m.
Quota piazzali:	+1,60 m su l.m.m.	+1,60 m su l.m.m.
Sovraccarico:	20 kPa	20 kPa
Bitte da 1000 kN ad interasse:	25m	24 m (a seguito dei rilievi eseguiti nel 2021)
Nave di progetto:	da 100.000 t (<i>molto grande</i> ai sensi della definizione delle NTC 2008).	Nave da 100.000 t per calcolo delle strutture di banchina in condizioni eccezionali (urto). Navi di lunghezza 180 m per il dimensionamento degli arredi: • Product and Chemical DWT=30'000 ton • Bulk carriers DWT=40'000 ton • General Cargo Ship: DWT=30'000 ton
<Azione sismica:		
Classe d'uso:	III	III
Vita nominale:	50 anni	50 anni
Coefficiente di compartecipazione dei carichi:	$\psi_{2,i}=0.3$	$\psi_{2,i}=0.6$ <i>Per uniformità con le banchine adiacenti progettate in categoria D secondo NTC2018</i>

La banchina dovrà inoltre essere facilmente adeguabile alle prestazioni di PRP seguenti:

Fondale operativo:	-14,50 m su l.m.m.
Fondale di calcolo:	-15,00 m su l.m.m.
Quota piazzali:	+2,50 m su l.m.m.
Sovraccarico:	40 kPa
Bitte da 1000 kN ad interasse:	24 m (a seguito dei rilievi eseguiti nel 2021)
Nave di progetto:	da 100.000 t.
Utilizzo di gru semoventi	

Azione sismica:	
Classe d'uso:	III
Vita nominale:	50 anni
Coefficiente di compartecipazione dei carichi:	$\psi_{2,i}=0.6$

1.5.7 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO

L'intervento prevede le seguenti fasi realizzative:

- Inserimento di briccole temporanee di accosto
- Rimozione degli arredi banchina esistenti, compresi i plinti delle bitte, e rimozione di binder e usura esistenti
- Scavo localizzato per individuazione dei tiranti esistenti
- Realizzazione dei pali trivellati Ø1200
- Demolizione della trave di coronamento esistente fino a quota +1.20 m s.l.m.m. e scavo a tergo per la posa della nuova tubazione del sistema antincendio
- Realizzazione della trave di coronamento dei pali Ø1200 con predisposizione per il passaggio dei tiranti
- Reinterro ed inserimento della tubazione antincendio
- Realizzazione dei tiranti
- Ripristino della pavimentazione e installazione degli arredi banchina
- Rimozione delle briccole temporanee di accosto
- dragaggio fino a quota -12.50 m s.l.m.m.

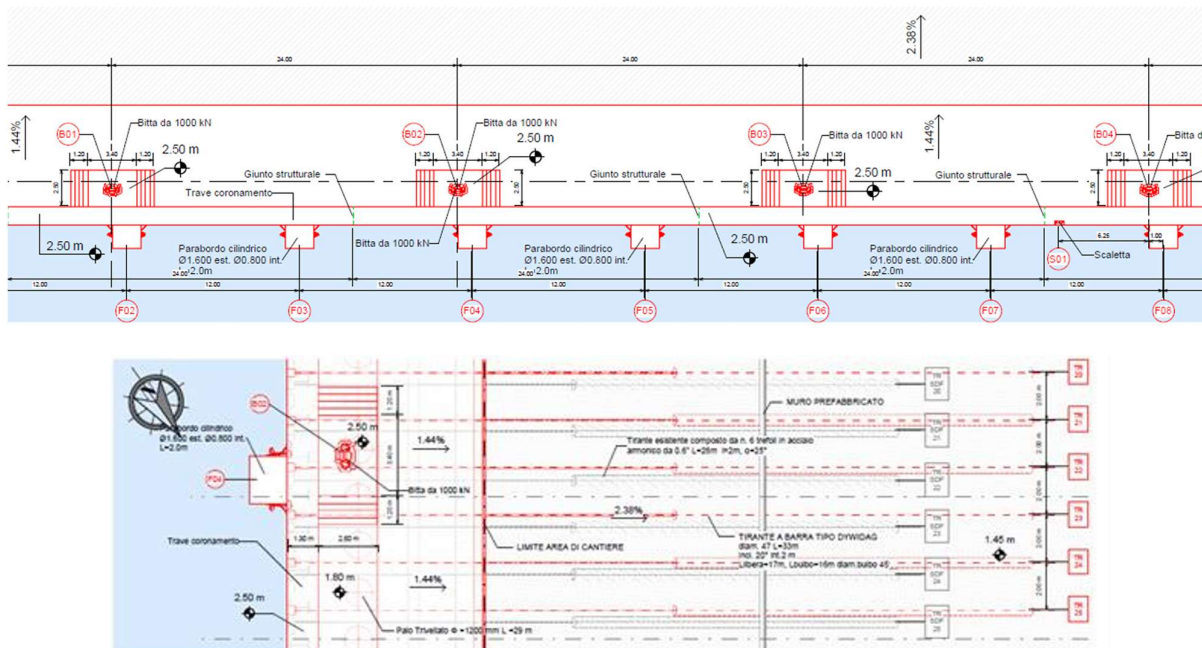


Fig. 15 e 16 – Planimetria di progetto

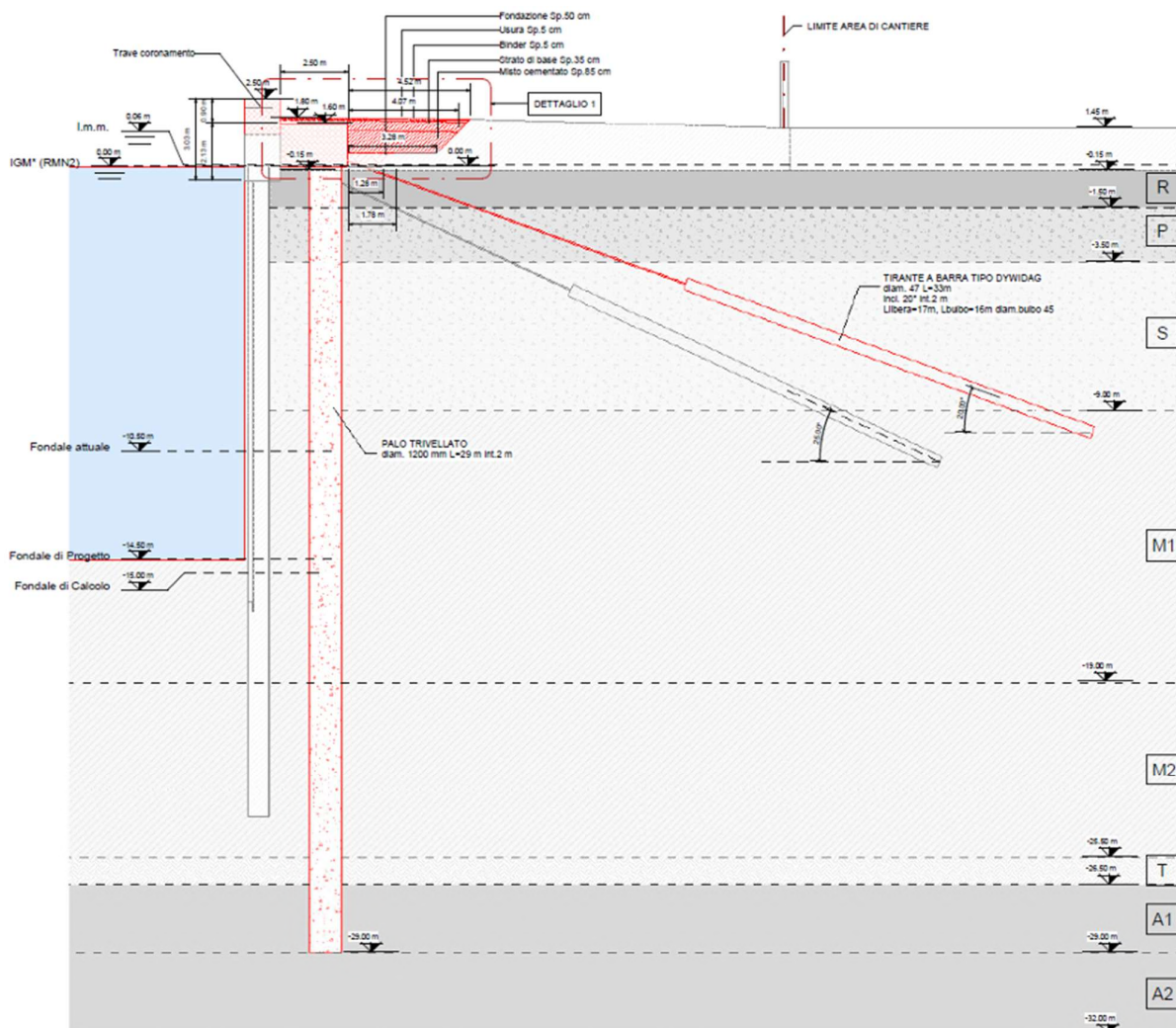


Fig. 17 – Sezione di progetto

1.5.7.1 Pali trivellati

I pali hanno diametro $D=1200$ mm e lunghezza 29 m, con piede a quota -29.00 m s.l.m.m., e sono disposti con interasse di 2 m.

1.5.7.2 Tiranti

I nuovi tiranti sono a barra tipo DYWIDAG $\varnothing 47$ mm inclinati di 20° rispetto all'orizzontale, con bulbo di diametro $DB=450$ mm e lunghezza $LB=16$ m (lunghezza libera $LL=17$ m).

1.5.7.3 Trave di coronamento

La trave di coronamento dei pali ha larghezza 2.5 m e altezza 1.6 m. In corrispondenza delle bitte si prevede un ringrosso di 90 cm fino a raggiungere la quota $+2.50$ m s.l.m.m. per una larghezza di 3.4 m. La sopraelevazione della trave di banchina ha quota di estradosso a $+2.50$ m s.l.m.m..

1.5.7.4 Arredi banchina

Le bitte previste hanno capacità 100 ton e sono disposte con interasse di 24 m. I parabordi sono cilindrici di diametro esterno 1600 mm, diametro interno 800mm e lunghezza 2 m e sono disposti con interasse di 12 m.

1.5.7.5 Pavimentazione

Pavimentazione composta da uno strato di misto cementato di spessore 85, strato di base di spessore 35 cm, binder di spessore 5 cm e tappeto di usura di spessore 5 cm.

1.5.7.6 Scavi

Il volume complessivo del materiale derivante dalle fasi di scavo e di realizzazione dei pali trivellati è stimabile in circa 3706 metri cubi così suddivisi:

DEMOLIZIONI E SCAVI		
Categoria	Descrizione	Volume m ³
Demolizioni	Pavimentazione retrostante la banchina di coronamento esistente. Non è nota la stratigrafia della fondazione stradale da demolire.	2.353,74
Demolizioni	Platea di appoggio in c.a. per braccio meccanico utile alla movimentazione materiale da banchina	18,08
Demolizioni	Demolizione parziale della trave esistente per l'ammorsamento del ringrosso della nuova trave di progetto	227,76
Demolizioni	Demolizione parziale cunicolo impianti interferenze con realizzazione nuova pavimentazione di banchina	7,89
Scavi	Volume terre e rocce da scavo per pali trivellati Ø 1200 (n° 113 - L = 29,0 m)	3.706,20

Tab. 8 - Quantità di materiale prodotto dalle demolizioni e scavi

1.5.7.7 Riutilizzo in sito terre da scavo

Non è previsto il riutilizzo delle terre e rocce da scavo in sito ma si prevede la destinazione dello stesso a smaltimento, presso idonea discarica, e pertanto verrà considerato come rifiuto. Il materiale dovrà essere classificato adeguatamente, con rispettivo codice CER, mediante classificazione merceologica e definizione di pericolosità dello stesso.

1.5.7.8 Reti impiantistiche

Non sono previste modifiche alla rete esistente per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche. Per la predisposizione dell'impianto antincendio si prevede un nuovo cavidotto in PEAD Ø300 con ripristino dei pozzetti di ispezione con lo stesso interasse di quelli demoliti. Per la rete elettrica a servizio dei cunicoli impianti si prevede la demolizione e il ripristino delle predisposizioni di un tratto di n. 2 cavidotti in PEAD Ø200 con pozzetti di ispezione 40x40. Per quanto riguarda i cunicoli esistenti, si prevede la demolizione del cunicolo parallelo alla linea di banchina e il mantenimento dei cunicoli nord e sud ortogonali alla linea banchina.

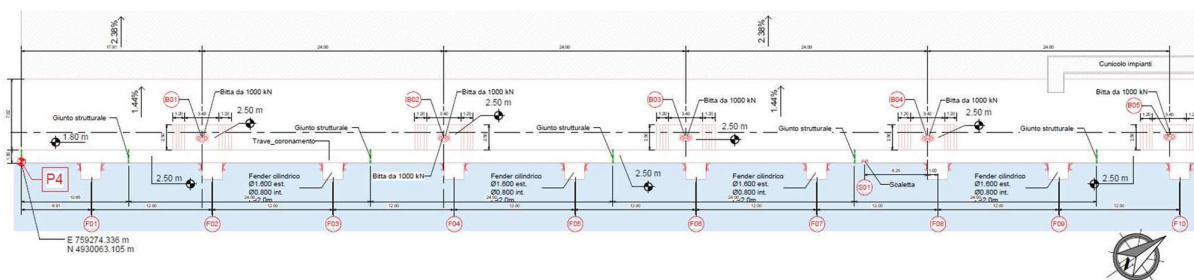


Fig. 18 – Planimetria di progetto / Quadranti 1-2.

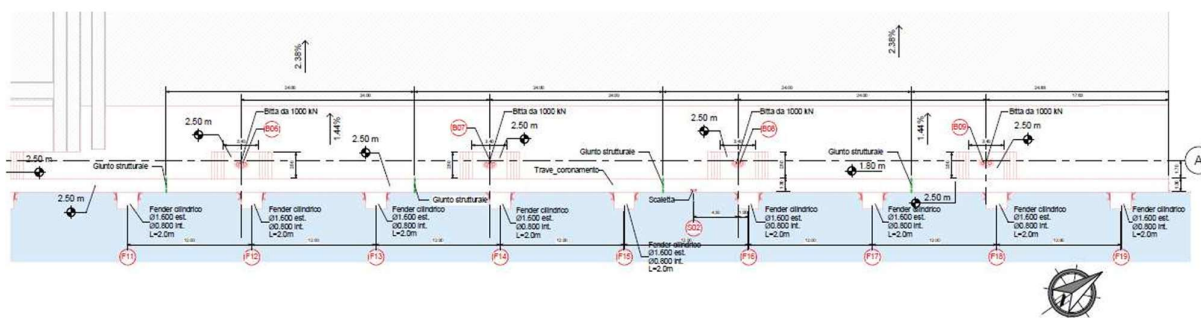


Fig. 19 – Planimetria di progetto / Quadranti 3-4.

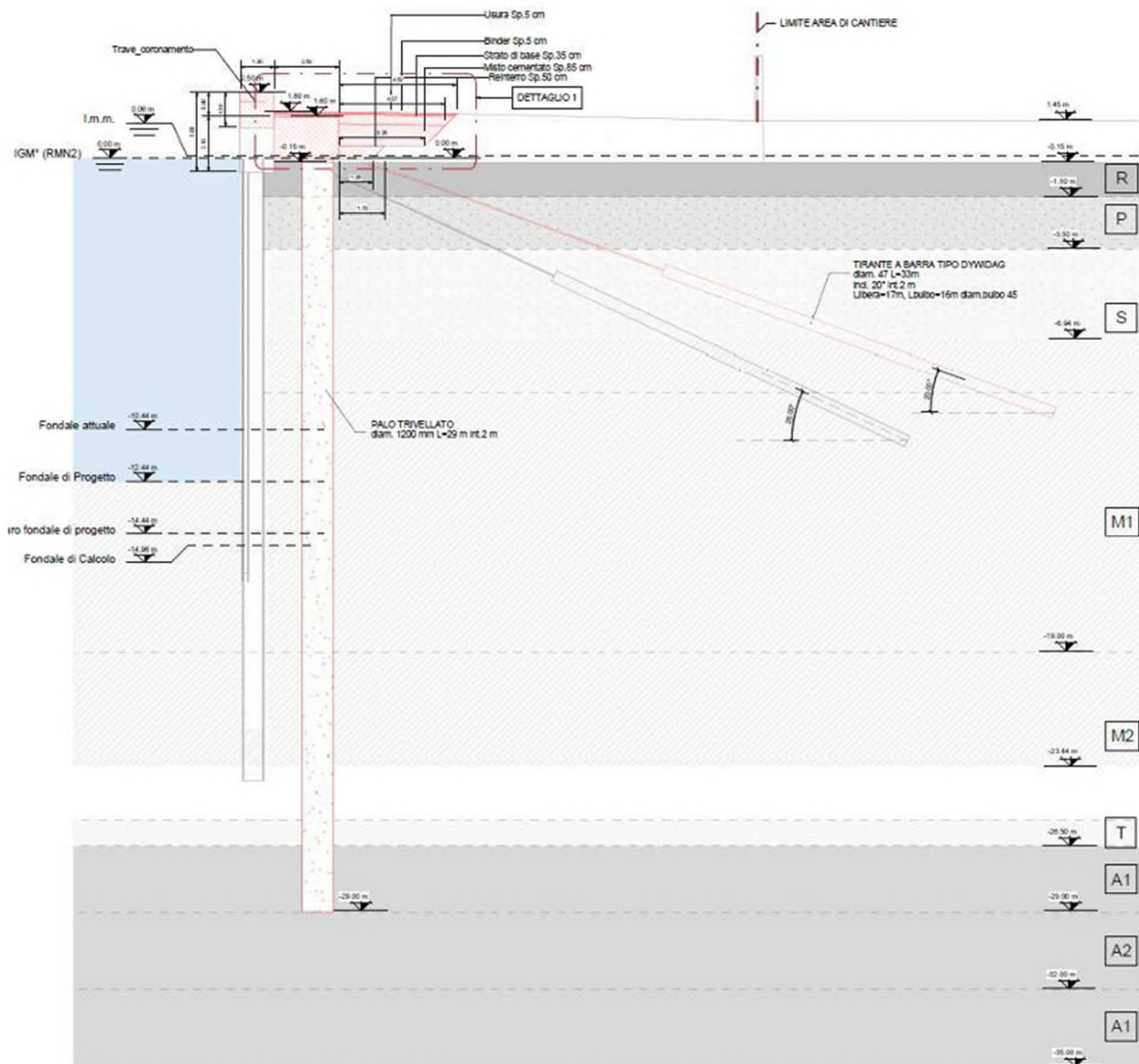


Fig 20 – Sezione di progetto

La banchina, in attinenza a quanto riportato nella relazione di cantierizzazione del progetto definitivo, consentirà l'ormeggio di navi di lunghezza massima pari a 180 m. Ciò si traduce, in termini operativi, in nuovi sistemi di difesa elastica (parabordi), in grado di trasferire sulle strutture le energie di accosto, ed in nuove bitte in grado di sopportare il tiro dettato dai cavi di ancoraggio.

1.5.8 CRONOPROGRAMMA DELLE LAVORAZIONI

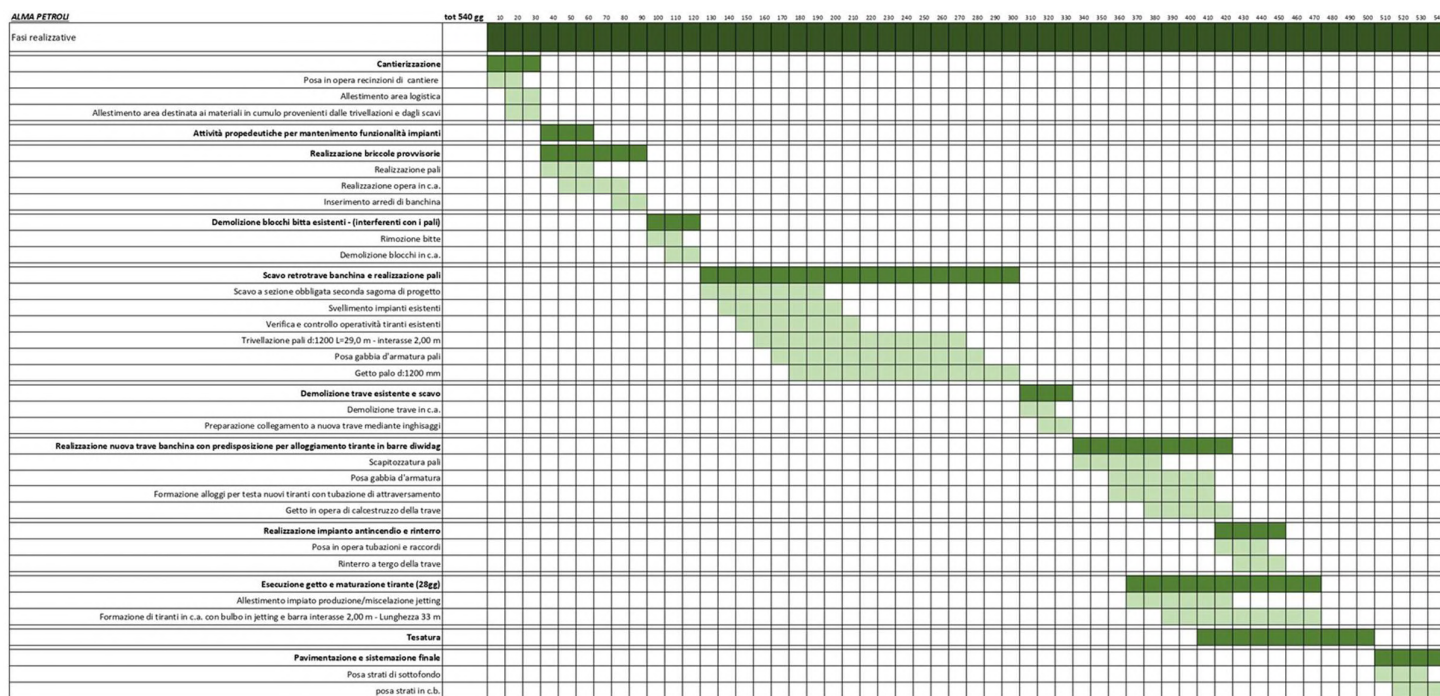


Fig 21 - Cronoprogramma banchina Alma

QUADRO ECONOMICO CANTIERE C – BANCHINA ALMA

IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA			
INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISI		IMPORTI PARZIALI	IMPORTI TOTALI
A) LAVORI			
Lavori a CORPO		5 277 201,99	
BA - BANCHINE		5 277 201,99	
BAC - BANCHINA ALMA (Cantiere C)		5 277 201,99	
01 - Demolizioni		107 651,57	
001 - Demolizioni opere in c.a.		104 403,04	
002 - Rimozione arredi di banchina		3 248,53	
02 - Fondazioni profonde		4 033 810,24	
005 - Pali		3 236 860,24	
009 - Opere di sostegno (tiranti)		796 950,00	
05 - Trasporti e conferimenti a discarica		95 902,38	
018 - Trasporti		73 068,48	
019 - Oneri conferimento		22 833,90	
06 - Opere in c.a.		734 284,32	
021 - Trave di coronamento		734 284,32	
08 - Arredi di banchina		108 945,20	
027 - Arredi di banchina definitivi		108 945,20	
11 - Strade e pavimentazioni		157 614,56	
033 - Pavimentazioni in conglomerati bituminosi		157 614,56	
13 - Monitoraggi		38 993,72	
037 - Stazioni di monitoraggio		38 993,72	
Lavori a MISURA		34 902,91	
BA - BANCHINE		34 902,91	
BAC - BANCHINA ALMA (Cantiere C)		34 902,91	
01 - Demolizioni		34 902,91	
028 - Impianto antincendio		589,40	
10 - Impianti elettrici e tecnologici		589,40	
028 - Impianto antincendio		34 313,51	
028 - Impianto antincendio		34 313,51	
IMPORTO LAVORI Euro			5 312 104,90
Importo dei lavori soggetti a ribasso d'asta Euro		5 312 104,90	
IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA Euro			5 312 104,90

Fig 22 – Quadro economico banchina Alma

Opere per migliorie tecniche:

IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA		
INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISTE	IMPORTI PARZIALI	IMPORTI TOTALI
A) LAVORI		
Lavori a CORPO	35 596,80	
BA - BANCHINE	35 596,80	
<i>BAC - BANCHINA ALMA (Cantiere C)</i>	<i>35 596,80</i>	
<i>08 - Arredi di banchina</i>	<i>35 596,80</i>	
<i>027 - Arredi di banchina definitivi</i>	<i>35 596,80</i>	
IMPORTO LAVORI Euro		35 596,80
Importo dei lavori soggetti a ribasso d'asta Euro	35 596,80	
IMPORTO COMPLESSIVO DELL'OPERA Euro		35 596,80

Fig. 23 – Spesa complessiva lavorazioni in banchina Alma

1.6 DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE

1.6.1 SOFTWARE DI CALCOLO

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.

1.7 OPERE DI BANCHINA

1.7.1 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 palancolato esistente viene modellato con elementi piastra (plate), di rigidità equivalente a quella dei profilati in acciaio presenti. Anche i nuovi pali trivellati a tergo del palancolato sono stati modellati con elementi plate. I tiranti di ancoraggio sono modellati tramite elementi elastici (node to node anchor) per la parte libera e con elementi geogridia (geogrid) per la parte di fondazione. Le travi di coronamento vengono considerate come elementi cluster.

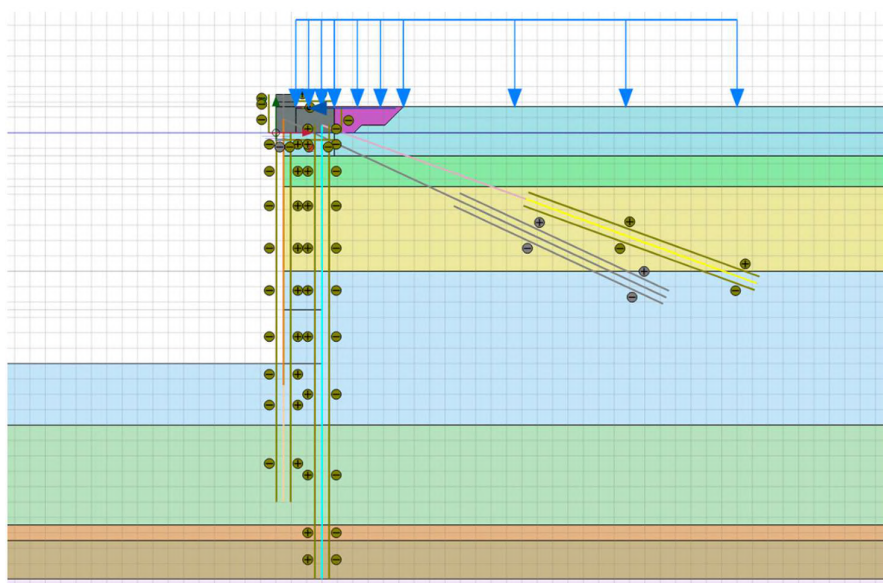


Fig 24 – Schema utilizzato per le analisi numeriche della banchina C

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 banchina + 1.60 m s.l.m.m.
- Terreni con modelli costitutivo “Hardening Soil Model” (HS).
- Palancole con elementi “plate”:

2_Esist_CMW_HZ775B+ZH9,5_i1,585				3_Esist_HZ775B_i1,585			
Parametro	Simbolo		Unità	Parametro	Simbolo		Unità
tipo		Plate		tipo		Plate	
modello materiale		Elastic		modello materiale		Elastic	
modulo di elasticità	E	206.000	Mpa	modulo di elasticità	E	206.000	Mpa
coefficiente di poisson	v	0,3	-	coefficiente di poisson	v	0,3	-
interasse	i	1,00	m	interasse	i	1,59	m
Massa 100%	M	232,00	kg/m ²	Massa 100%	M	217,00	kg/m
area	A	295,20	cm ² /m	area	A	276,30	cm ²
momento d'inerzia	J	203.580	cm ⁴ /m	momento d'inerzia	J	307.930	cm ⁴
rigidezza assiale unitaria	EAI	6.081.120	kN/m	rigidezza assiale unitaria	EAI	3.591.028	kN/m
rigidezza flessionale unitaria	EJ/I	419.375	kN·m ² /m	rigidezza flessionale unitaria	EJ/I	400.212	kN·m ² /m
spessore equivalente	s	0,91	m	spessore equivalente	s	1,16	m
peso lineare	W	2,32	kN/m/m	peso lineare	W	1,37	kN/m/m

Fig 25 – Esempio dati delle palancole sul software Plaxis

Combination 10/13
Combination 12/11

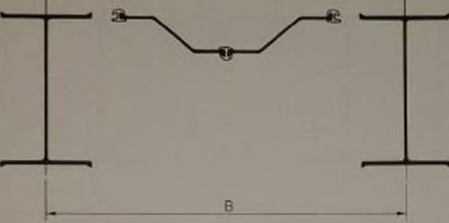


Figure shows HZ 775 A, ZH 9,5/12,0 Scale 1:30

Section	B cm	Properties per meter of wall 5)			Mass of combination with intermediary sections			
		Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	ZH 9,5 I _{ZH} = 60% I _{HZ} kg/m ²	ZH 12,0 I _{ZH} = I _{HZ} kg/m ²	ZH 12,0 I _{ZH} = 60% I _{HZ} kg/m ²	ZH 12,0 I _{ZH} = I _{HZ} kg/m ²
HZ 575 A	158,5	247,4	88680 104090	3085 30381	156	194	164	208
HZ 575 B	158,5	259,0	98410 114100	3400 34000	165	203	174	217
HZ 575 C	158,5	274,5	109490 125480	3755 37665	177	215	186	229
HZ 575 D	158,5	292,6	119930 139630	4085 40955	190	230	198	244
HZ 775 A	158,5	283,6	185990 216790	4800 4920	184	222	193	236
HZ 775 B	158,5	295,2	203580 234720	5225 5340	194	232	202	245
HZ 775 C	158,5	320,9	223920 264360	5715 5815	210	250	220	260
HZ 775 D	158,5	332,6	243940 282730	6200 6340	221	261	229	274

Fig. 26 – Caratteristiche palancole esistente da prontuario

Pali con elementi “plate”:

1_New_Triv_D1200_i2,00

Parametro	Simbolo		Unità
tipo		Plate	
modello materiale		Elastic	
modulo di elasticità C35/45	E	34077	Mpa
coefficiente di poisson	v	0,20	-
interasse	i	2,00	m
diametro	d	1,20	m
area	A	11.310	cm ²
momento d'inerzia	J	10.178.760	cm ⁴
rigidezza assiale unitaria	EAI	19.270.172	kN/m
rigidezza flessionale unitaria	EJ/I	1.734.315	kN·m ² /m
spessore equivalente	s	1,04	m
peso lineare	W	14,14	kN/m/m

Fig. 27 – Esempio dati dei pali sul software Plaxis

Trave di coronamento con elementi “cluster”:

Modulo di Young $E = 34077 \text{ Mpa}$

Coefficiente di Poisson $n = 0.2$

Lunghezza libera tiranti di ancoraggio con elementi “anchor” equivalente:

1_Esist_Trefoli 0,6" _i2,00

Parametro	Simbolo		Unità
tipo		Anchor	
tipo di materiale		Acciaio	
modello materiale		Elastic	
modulo di elasticità	E	200.150	MPa
diametro trefolo	d	15,30	mm
N° trefoli	n	6	-
area 1 trefolo	A	140,00	mm ²
area tot	At	840,00	mm ²
interasse	L _{spacing}	2,00	m
rigidezza assiale	EA	168.126	kN
pretensione	At	150,00	kN

2_New_Dywidag_D47_i2,00

Parametro	Simbolo		Unità
tipo		Anchor	
tipo di materiale		Acciaio	
modello materiale		Elastic	
modulo di elasticità	E	206.000	kPa
diametro estemo	D	47	mm
area effettiva	A _{eff}	1.735	mm ²
interasse	L _{spacing}	2	m
rigidezza assiale	EA	357.410	kN
pretensione	At		kN

Fig. 28 – Esempio dati dei tiranti sul software Plaxis

Bulbo ancoraggio tiranti con elementi “geogrid”:

1_Esist_Bulbo_D_300_I2,00				2_New_Bulbo_D450_I2,00			
Parametro	Simbolo		Unità	Parametro	Simbolo		Unità
tipo		Geogrid		tipo		Geogrid	
tipo di materiale		Calcestruzzo		tipo di materiale		Calcestruzzo	
modello materiale		Elastic		modello materiale		Elastic	
classe	fck	15	MPa	modulo di elasticità C20/25	E	20.000	Mpa
modulo di elasticità C15/25	E	20.000	Mpa	diametro bulbo	Ds	0,45	m
diametro bulbo	Ds	0,30	m	area bulbo	A	0,1590	m ²
area bulbo	A	0,0707	m ²	interasse	i	2,00	m
interasse	i	2,00	m	rigidezza assiale unitaria	EA/i	1.590.431	kN/m
rigidezza assiale unitaria	EA/i	706.858	kN/m				

Fig. 29 – Esempio dati dei bulbi dei tiranti sul software Plaxis

1.7.2 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:

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

- 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 ricompressione e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

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

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:

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

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 $q_r = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

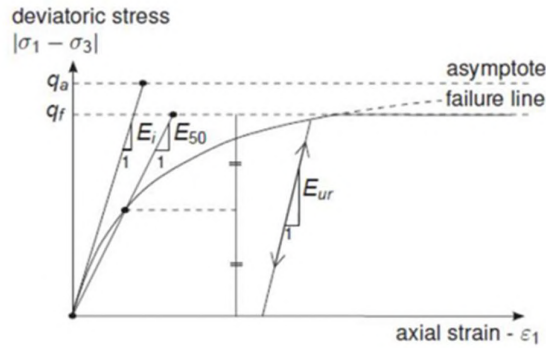


Fig. 30 – Grafico “sforzo – deformazione” utilizzato nel modello costruttivo

1.7.3 Combinazioni di carico

Stati Limite			p.p.	sovraccarico perm.	Acc. piazzale q	Acc. Tirante F	Urti U	Westergard W	Kh x (SLV)	Kh x (SLD)
1	SLU 1	Ultimo 1	1,30	1,30	1,50	1,05				
2	SLU 2	Ultimo 2	1,30	1,30	1,05	1,50				
3	SLEr 1	Rara	1,00	1,00	1,00	0,70				
4	SLEr 2	Rara	1,00	1,00	0,70	1,00				
5	SLEf 3	Frequente	1,00	1,00	0,70	0,60				
5	SLEf 4	Frequente	1,00	1,00	0,60	0,70				
7	SLEqp 5	Q. Permanente	1,00	1,00	0,60	0,60				
8	Ecc1	Eccezionale	1,00	1,00	0,60	0,60	1,00			
10	SLV X 1	Vita	1,00	1,00	0,60			1,00	1,00	
11	SLD X 1	Danno	1,00	1,00	0,60			1,00		1,00

Tab. 9 - Combinazioni di carico

1.7.4 Fasi di calcolo

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 e tiranti.
	2	1	Escavo fino a -11,50m da l.m.m. (quota attuale)
Lavorazioni progetto attuale	3	2	Scavo a molte e realizzazione dei pali
	4	3	Inserimento del nuovo tirante
	5	4	Disattivazione dei tiranti esistenti
	6	5	Scavo fino a -15,00m da l.m.m.
	7	6	SLU 1
Verifiche di sicurezza e funzionalità della nuova configurazione della banchina	8	7	SLU 2
	9	7	SLEr 1 (Rara)
	10	7	SLEr 2 (Rara)
	11	7	SLEf 3 (Frequente)
	12	7	SLEf 4 (Frequente)
	13	7	SLEqp 5 (Quasi permanente)
	14	7	Ecc (Eccezionale)

	15	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).
	16	7	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.
	17	7	SLD (sisma $k_h=0,03$, Westergaard $k_h=0,03$, sovraccarico $0,8 q=48$ kPa, bitta assente, parametri geotecnici caratteristici)
	18	7	Condizione Post-Sismica con Parziale Liquefazione ridotta (similare alla fase 19°)

Tab. 10 - Fasi di carico applicate con Plaxis

Nelle fasi di carico, i carichi accidentali in combinazione SLU_A1 sono applicati con un coefficiente amplificativo pari al rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni per carichi variabili e carichi permanenti $\frac{\gamma_Q}{\gamma_G} = 1.5/1.3 = 1.15$. Le sollecitazioni risultanti vengono poi moltiplicate per 1.3.

1.7.5 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);

1.7.6 Palancolato esistente

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

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 8 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 24 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)

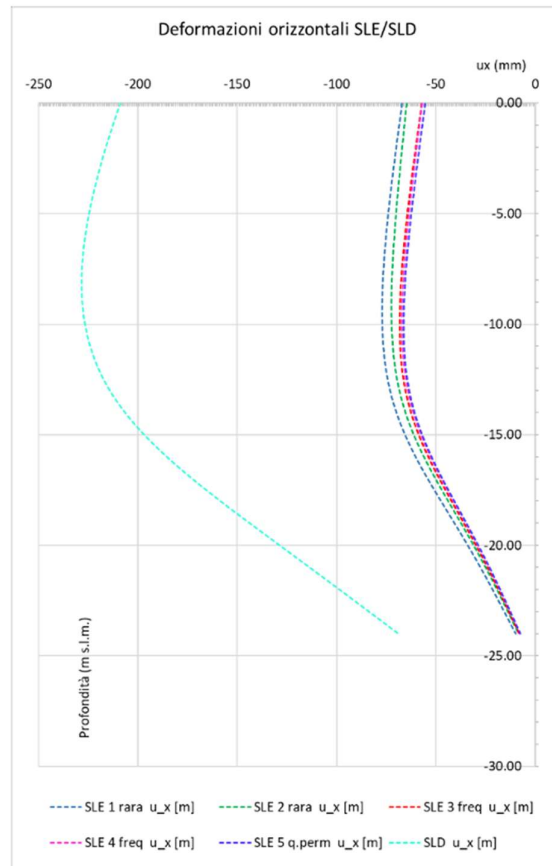


Fig 31 – Grafico delle deformazioni agli SLE/SLD del palancolato preesistente

Inviluppo sollecitazioni – SLU/SLV/ECC

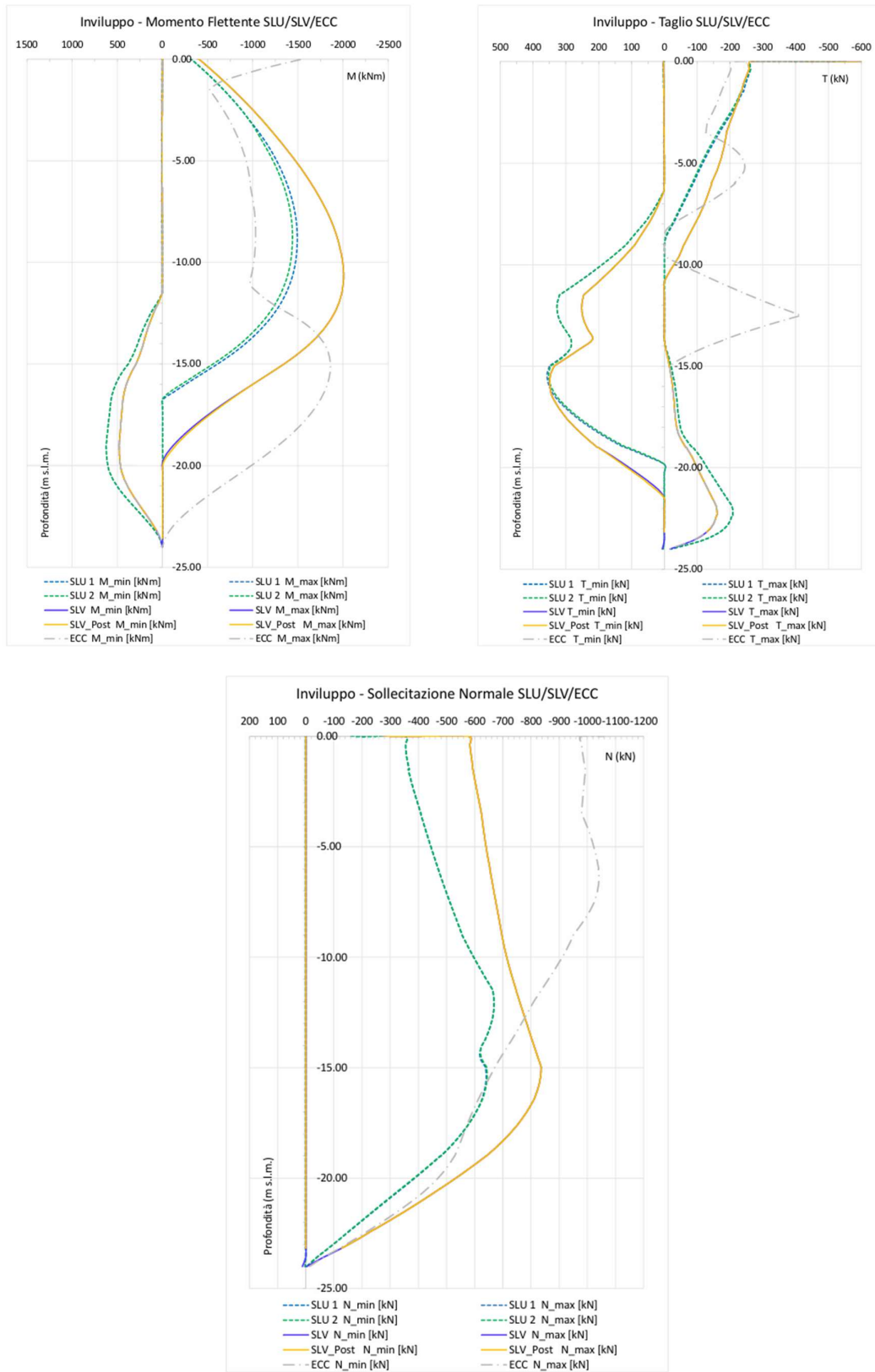


Fig 32 – Grafico degli inviluppi agli SLU/SLV /ECC del palancoato preesistente

Inviluppo sollecitazioni – SLE

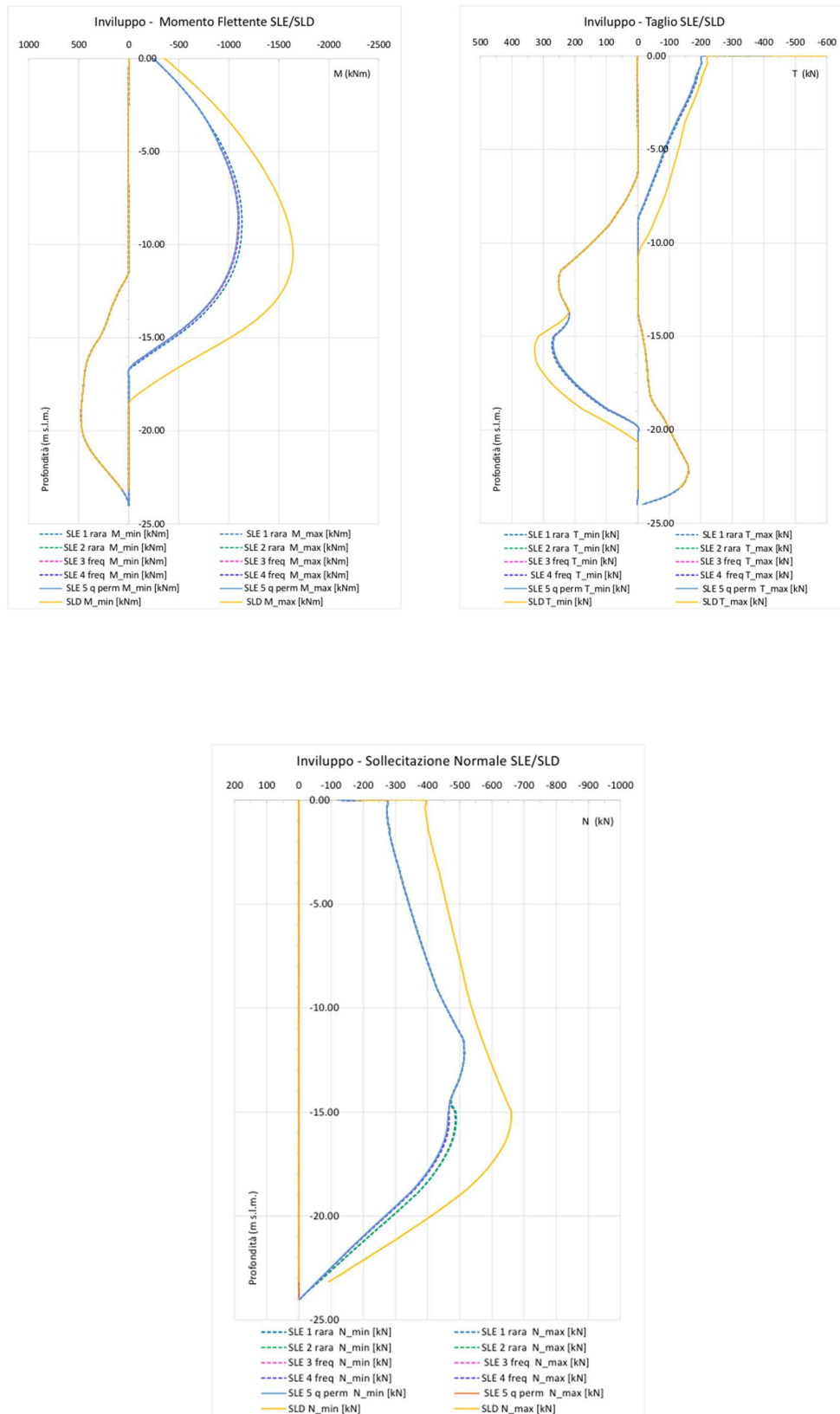


Fig 33 – Grafico degli inviluppi agli SLE/SLD del palancoato preesistente

1.7.7 Palificata retrostante

Inviluppo Deformazioni SLE/SLD

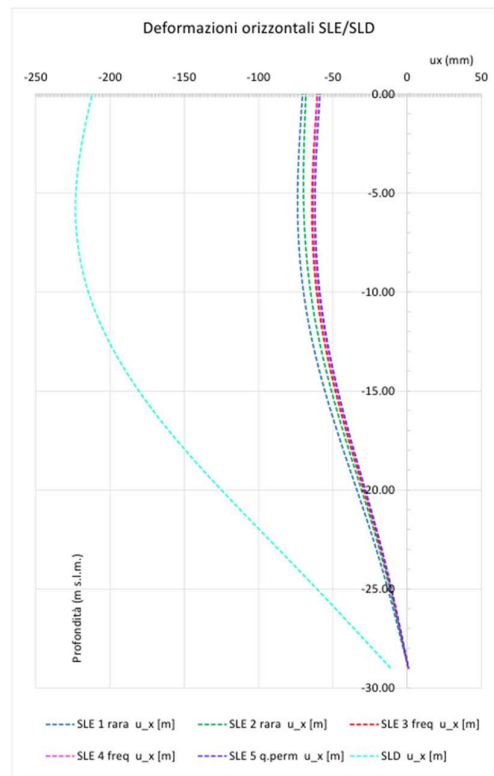


Fig 34 – Grafico degli inviluppi deformativi agli SLE/SLD della palificata

Inviluppo Sollecitazioni – SLU/SLV/ECC

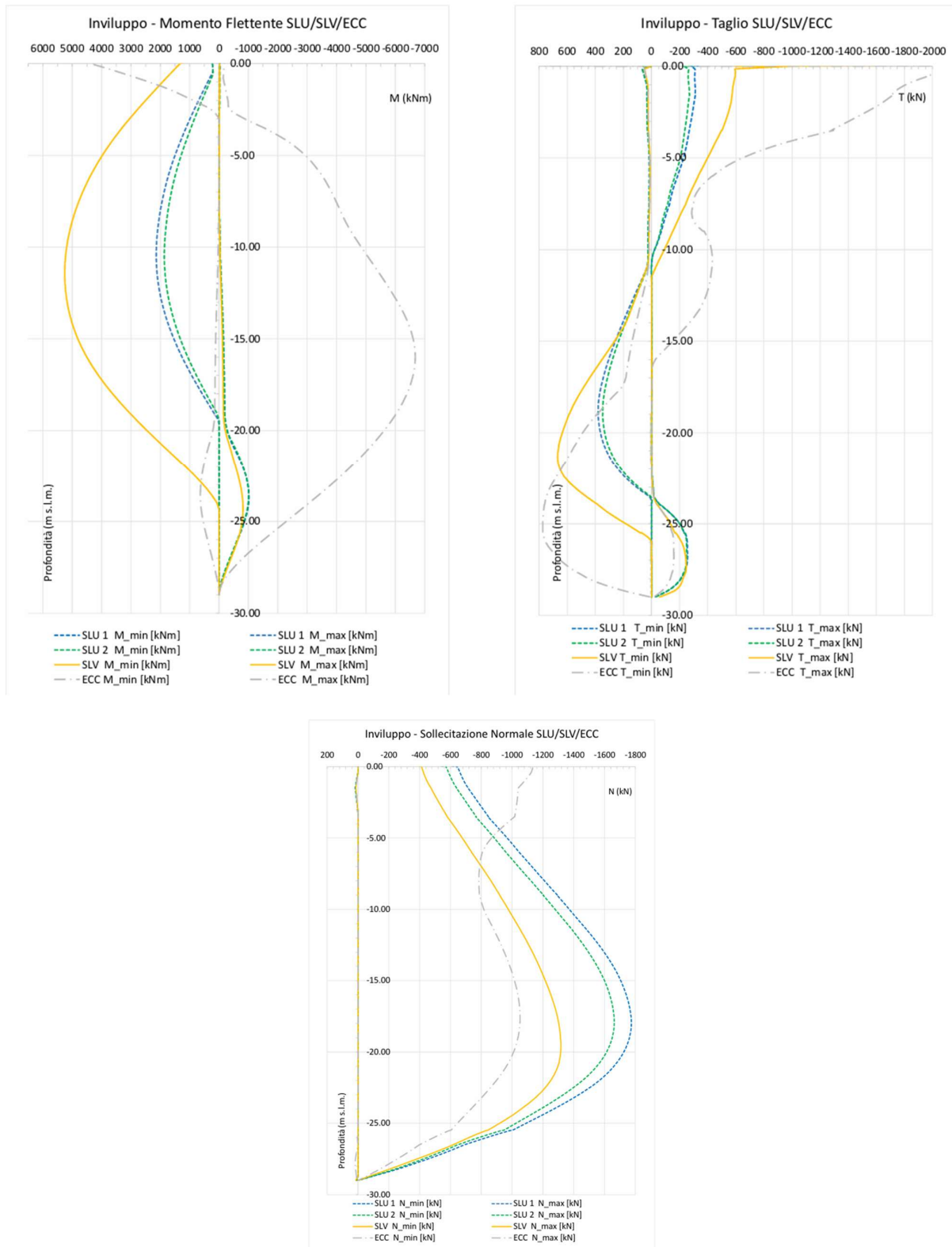


Fig 35 – Grafico di inviluppo delle sollecitazioni agli SLU/SLV/ECC della palificata

Involuppo Sollecitazioni – SLE/SLD

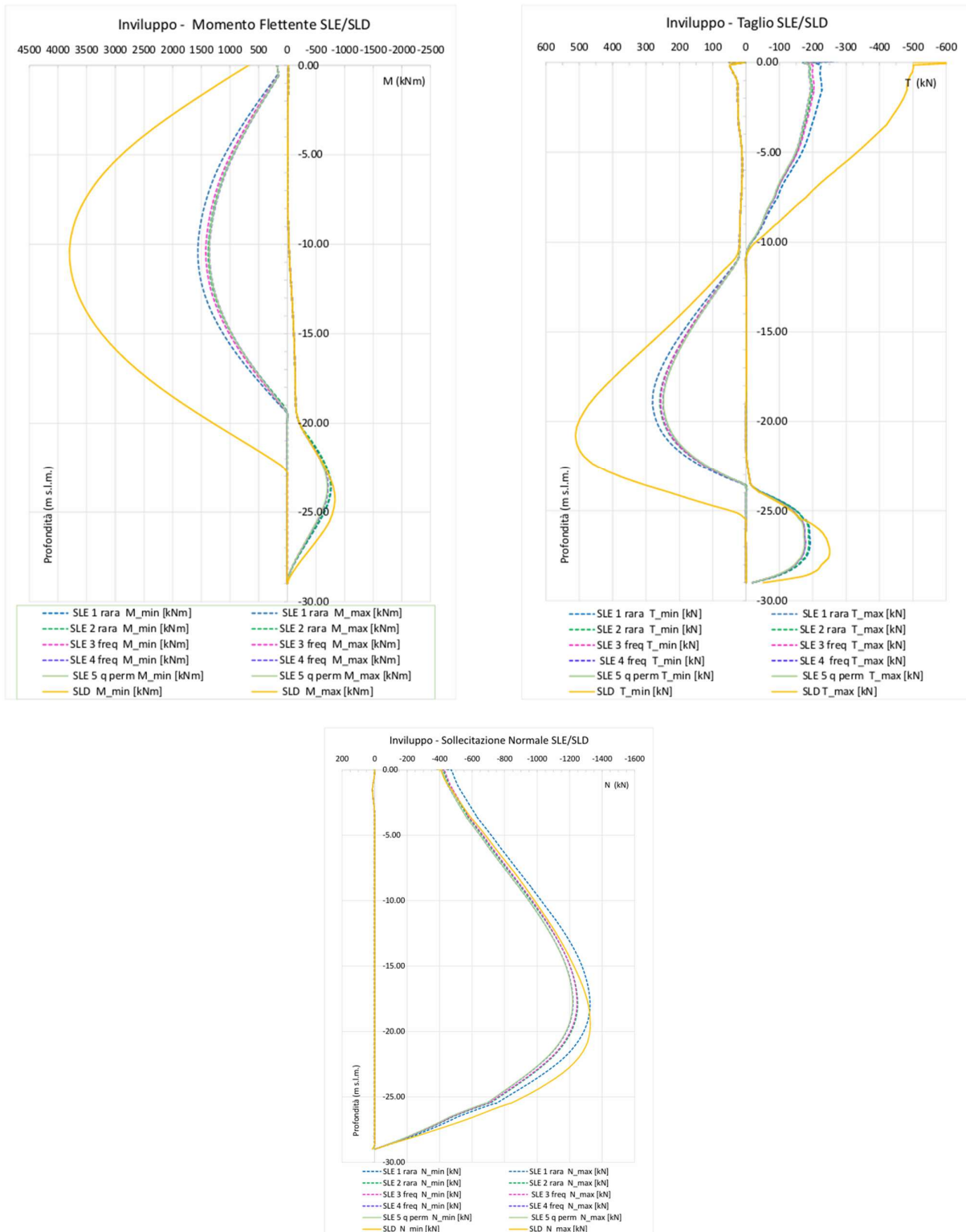


Fig 36 – Grafico di involucro delle sollecitazioni agli SLE/SLD della palificata

1.7.8 Tiranti

SLU 1

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	7154	1	3,000	0,500	635,259	0,000	635,259
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	2382	2	16,265	-4,310	635,259	0,000	635,259

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 635.259 (kN) x1.3 = 825.84 kN

SLU 2

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	7154	1	3,000	0,500	617,991	0,000	617,991
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	2382	2	16,265	-4,310	617,991	0,000	617,991

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 617.991 (kN) x1.3 = 803.39 kN

SLV

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	7154	1	3,000	0,500	1138,526	0,000	1138,526
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	2382	2	16,265	-4,310	1138,526	0,000	1138,526

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV = 1138.526 (kN) x1.0 = 1138.53 kN

POST SLV

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	7154	1	3,000	0,500	1012,890	0,000	1138,526
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	2382	2	16,265	-4,310	1012,890	0,000	1138,526

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV POST = 1138.526 (kN) x1.0 = 1138.53 kN

1.8 ANALISI DEI CARICHI

[§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.”

1.8.1 Peso Proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

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

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

1.8.2 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono dovuti a:

- La spinta delle terre
- La spinta dell'acqua

1.8.3 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.

1.8.4 Azioni accidentali su banchina

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

- 20 kN/m^2 , agente nella banchina per una lunghezza pari a 30 m dal filo trave di coronamento.

Stato limite ultimo, combinazione A1: 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 $\Psi_{2,j}$: 0,6

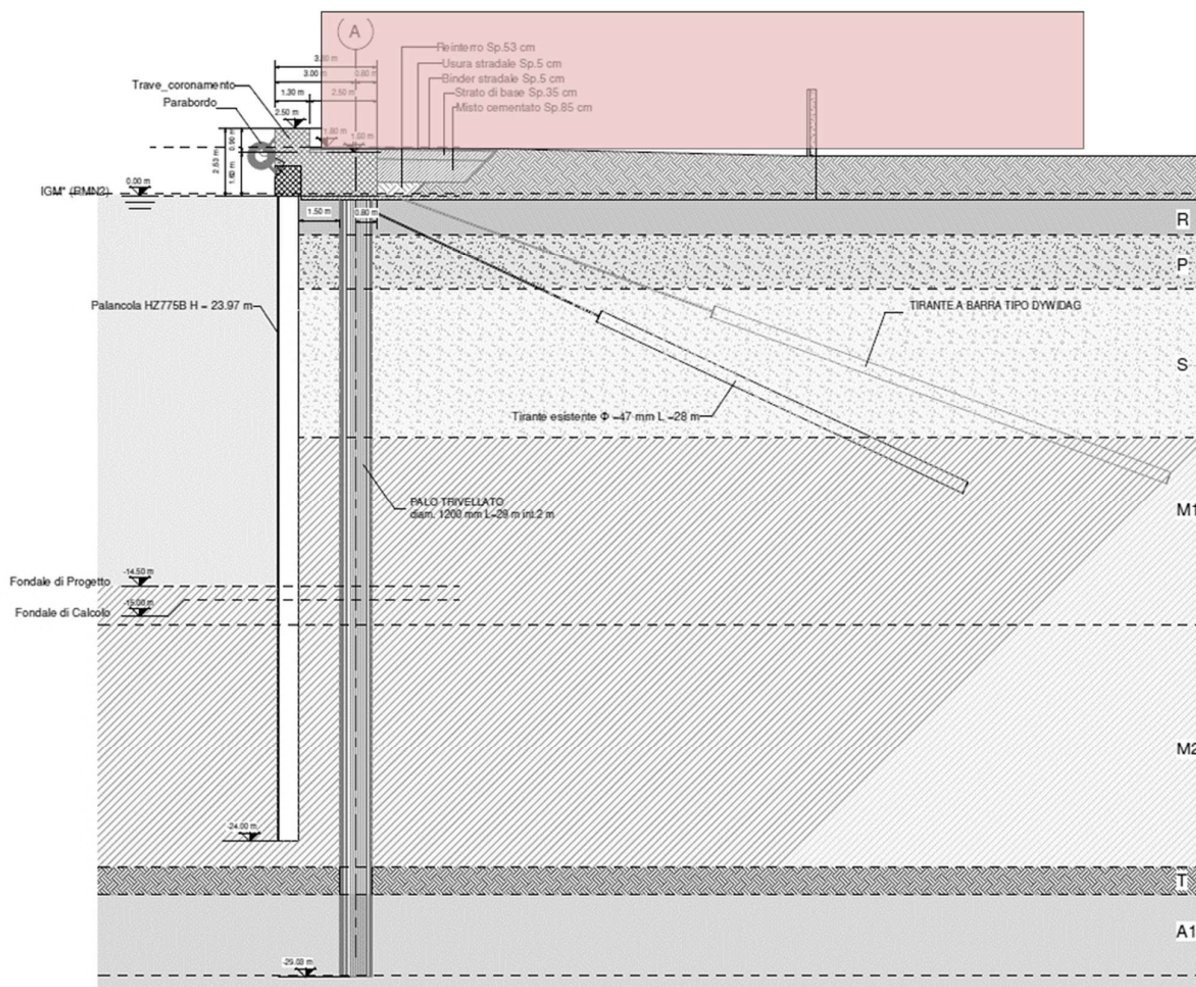


Fig. 37 – Carico accidentale

1.8.5 Carichi da ormeggio

I carichi sulla bitta sono applicati secondo la figura seguente:

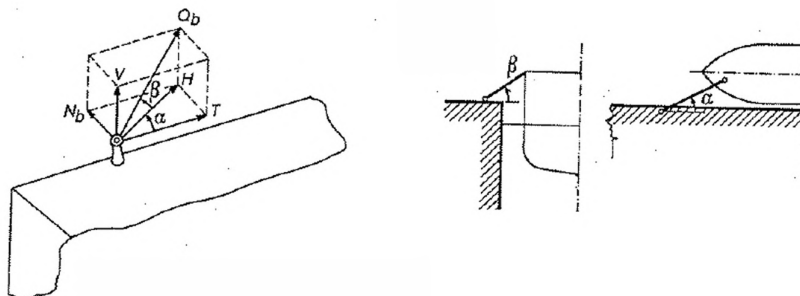


Fig 38 – Carichi orizzontali di banchina

Ove:

- $Q_b = N_b / \sin \alpha \cos \beta$
- $V_b = Q_b \sin \beta$
- $T_b = Q_b \cos \alpha \cos \beta$

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.

1.8.6 Neve

L'azione della neve viene considerata come da riferimenti normativi DM 17.01.2018 il quale prevede:

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

Zona I Mediterranea – provincia di Ravenna $\rightarrow q_{sk} = 1.50 \text{ kN/mq}$ per $as \leq 200 \text{ m}$

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

Nel nostro caso si considera il carico neve al suolo considerando che la zona abbia una normale esposizione al vento (coefficiente di esposizione pari a 1.00). Il valore del carico neve è calcolato come segue:

$$q_s = q_{s50} \times \mu_i \times C_e \times C_t = 1.50 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.0 = 1.20 \text{ kN/mq}$$

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

1.8.7 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 $V_N = 50 \text{ anni}$ 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 $T_r = 712 \text{ anni}$, pertanto l'accelerazione orizzontale di base a_g su sito di riferimento rigido risulta essere:

$$\text{Stato Limite di Danno (SLD)} \quad a_g = 0.064g$$

$$\text{Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)} \quad a_g = 0.172g$$

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 $a_{g_{max}} = 0,2g$ per SLV e $a_{g_{max}} = 0,1g$ per SLD.

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:

$$\begin{aligned} \text{SLV} &\rightarrow k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{g\max} = 0.31 \cdot 1 \cdot 0.200 = \mathbf{0.063} \\ &\rightarrow k_v = 0 \\ \text{SLD} &\rightarrow k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{g\max} = 0.31 \cdot 1 \cdot 0.100 = \mathbf{0.046} \\ &\rightarrow k_v = 0 \end{aligned}$$

Tali valori sono stati scelti sulla base delle seguenti considerazioni: Negli stati limite di vita SLV e di danno SLD, un palancolato di altezza $H = 30$ m su suolo tra C e D, permette di assumere $\alpha = 0,46$ utilizzando il diagramma 7.11.2 della NTC 2018

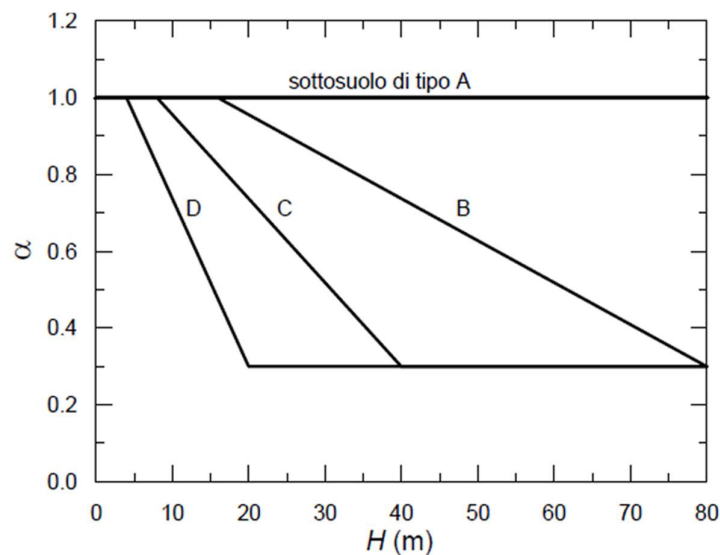


Fig 39 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

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

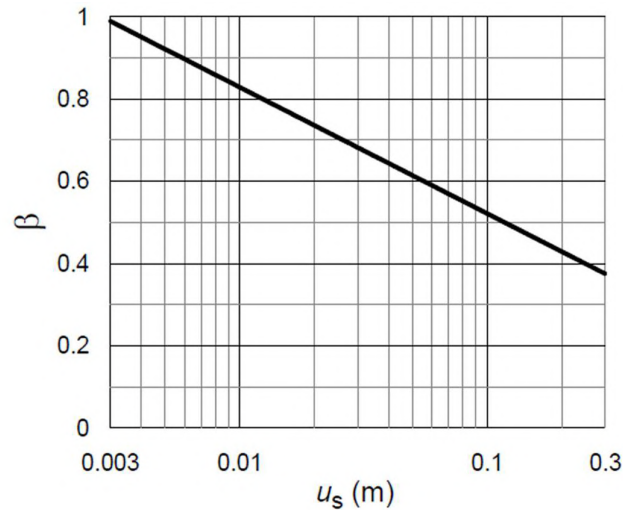


Fig. 40 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

Nelle modellazioni eseguite con il software il massimo tiro agli SLE risulta pari a circa 650 kN. Con queste informazioni e considerando un angolo di 20° il coefficiente β risulta pari a 0.68.

Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale $\varnothing$ [mm]	Tensione snervamento / tensione rottura $f_{p0.1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento $F_{p0.1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
26.5	950/1,050	552	525	580	4.48	7.4	○ ×
32	950/1,050	804	760	845	6.53	9.8	○ ×
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3	○ ×
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0	○ ×
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0	×

Fig. 41 – Definizione di β

1.8.8 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 figura.

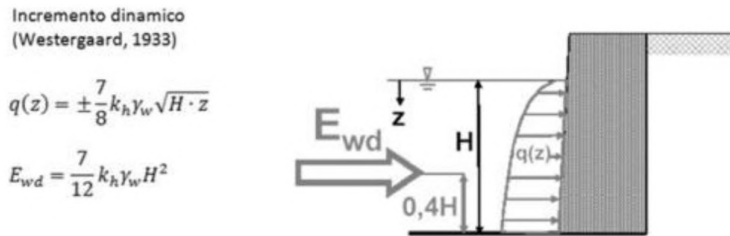
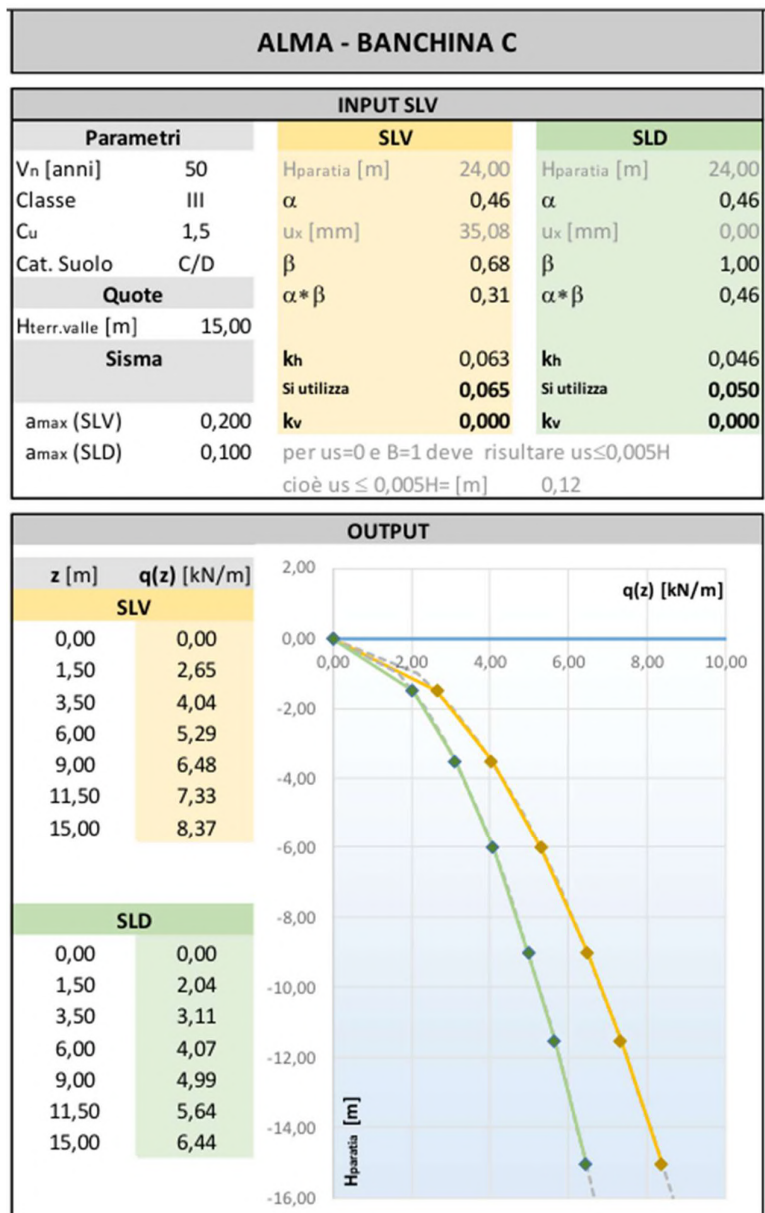


Fig. 42 – Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

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



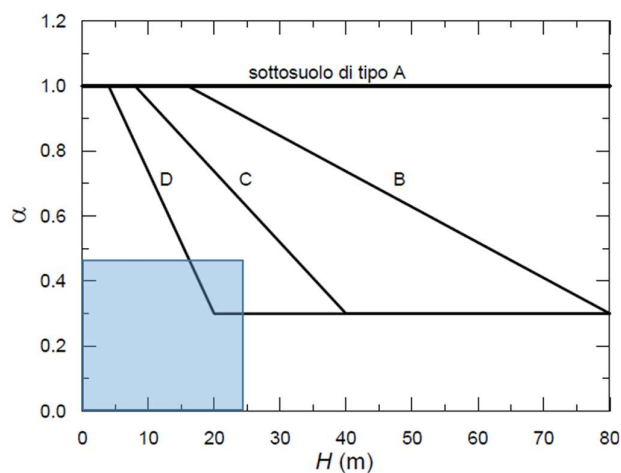


Fig. 43 e 44 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

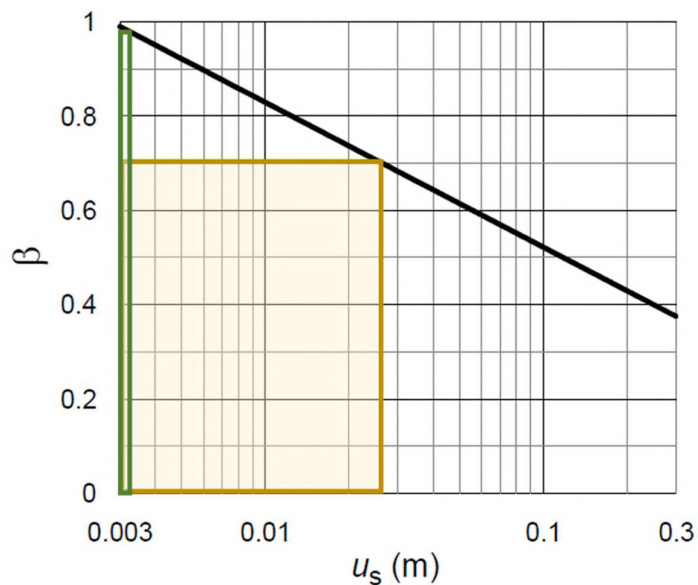


Fig 45 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

1.8.9 Carichi eccezionali – urto di natante

L'azione d'urto viene calcolata secondo le indicazioni delle NTC2018 e dell'Eurocodice 1 sulle azioni eccezionali: UNI EN 1991-1-7, paragrafi 4.6.1, 4.6.3 e C.4.2.

Il natante di riferimento è, secondo tabella C.4, quello avente le seguenti caratteristiche:

Lunghezza: $L = 300$ m

Massa: $m = 100000$ ton

Le forze d'impatto sono:

$F_{d,x} = 460000$ kN forza frontale, nella direzione di marcia

$F_{d,y} = 230000 \text{ kN}$ forza laterale, agente perpendicolarmente alla forza d'urto frontale

Nei porti tali forze si possono considerare ridotte del 50%, pertanto si ottiene:

$$F_{d,x} = 230000 \text{ kN}$$

$$F_{d,y} = 115000 \text{ kN}$$

Si applicano inoltre i seguenti coefficienti:

- Amplificazione dinamica: 1.3 per impatto frontale e 1.7 per impatto laterale
- Fattore di riduzione per impatti a bassa velocità: 0.3

Le forze sono applicate su un'area di impatto che dipende dalla lunghezza della nave ($L=300\text{m}$) e dalla geometria della banchina. In questo caso, essendo la trave di coronamento pressoché allineata con la paratia sottostante, si ottiene:

$$\text{- in orizzontale:} \quad 0.10 L = 30 \text{ m}$$

$$\text{- in verticale:} \quad 0.05 L = 15 \text{ m}$$

Nel caso di impatto frontale, la forza applicata F_{dx} è:

$$F_{dx} = 230000 \cdot 1.3 \cdot 0.3 = 89700 \text{ kN (direzione perpendicolare a banchina)}$$

La pressione applicata è quindi:

$$P_{Fdx} = 89700 / (30 \cdot 15) = 199.3 \text{ kN/mq}$$

Nel caso di impatto laterale, le forze applicate F_{dy} ed F_R sono:

$$F_{dy} = 115000 \cdot 1.7 \cdot 0.3 = 58650 \text{ kN (direzione perpendicolare a banchina)}$$

$$F_R = 0.4 \cdot 58650 = 23460 \text{ kN (direzione longitudinale a banchina)}$$

Le pressioni valgono quindi:

$$P_{Fdy} = 58650 / (30 \cdot 15) = 130.3 \text{ kN/mq}$$

$$P_{FR} = 23460 / (30 \cdot 15) = 52.1 \text{ kN/mq}$$

Tali forze risultano meno gravose rispetto al caso di impatto frontale, quindi non saranno considerate nei calcoli.

Generale	I coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione sono ricavati da normativa nazionale ed Eurocodici, secondo quanto specificato nelle appendici nazionali. Per quanto non specificato si fa riferimento alla normativa BS 6349.								
Struttura di banchina	Combinazioni di esercizio (SLE): $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ rara $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ frequente $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ quasi permanente Combinazioni ultime (SLU): $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ Combinazioni eccezionali: $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ Combinazioni sismiche (SLV, SLD ed SLO): $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ dove: 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 Per gli stati limite strutturali (STR) i coefficienti di combinazione sono: $\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.5 - 0.8$ $\gamma_Q = 1.5 - 0.0$ per accidentali di impalcato (ambiente E) per combinazione SLU e SLE: <table border="1"> <tr> <td>Banchina</td><td>N</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>	Banchina	N	Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,8
Banchina	N								
Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0								
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9								
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,8								
Paratie di sostegno	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): - 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. Accertando che la condizione ($E_d < R_d$) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato. 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. Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2 - 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	- 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 $\gamma_R = 1.2$.

1.9 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E VERIFICHE STRUTTURALI

1.9.1 OPERE DI SOSTEGNO – PARATIE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO → D.M. 17.01.2018 §6.5.3.1.2

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;

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

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
 - accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle successive.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle successive.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

1.9.1.1 Verifiche di esercizio (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 e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

1.9.1.2 Verifica delle paratie esistenti HZ 775 B

In questo capitolo si riportano le verifiche strutturali delle paratie esistenti L'immagine sottostante riporta lo schema dell'intervento.

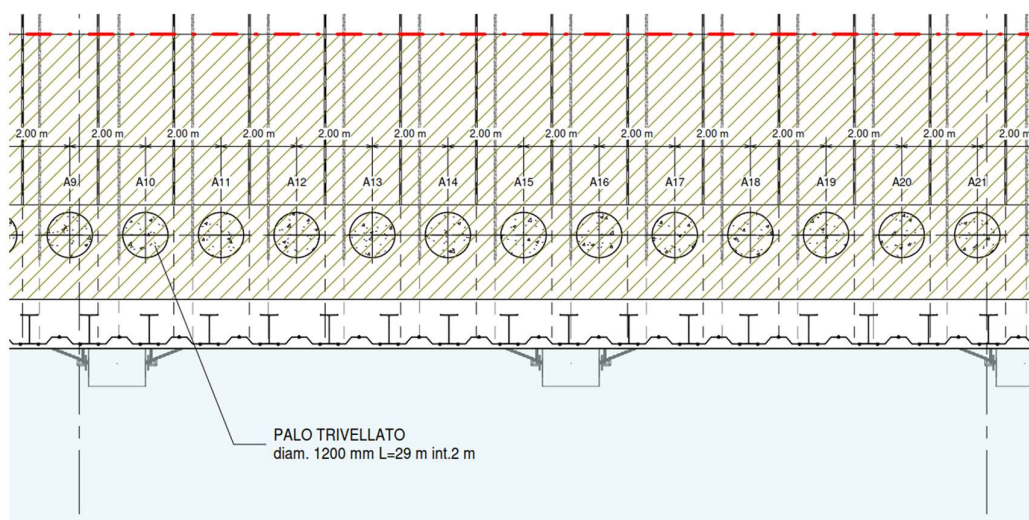


Fig. 46 – Prospetto di banchina con evidenza di palancole e palificata

Dalla modellazione geotecnica, attraverso il software Plaxis, si sono ottenute sollecitazioni che variano in funzione della profondità. Nella tabella sottostante sono raccolte le sollecitazioni, massime e minime, agenti sulle palancole. Per convenzione le sollecitazioni di flessione positive tendono le fibre nel lato terra, quelle negative le fibre lato mare. Per le verifiche verranno considerate le sollecitazioni, per ogni tratto, combinate tra loro nel modo più sfavorevole.

	SLU_1	SLU_2	SLV	
Mmax	622.80	622.80	479.08	kNm
Mmin	-1498.77	-1450.89	-2006.00	kNm
Tmax	356.73	351.97	349.25	kN
Tmin	-547.46	-547.46	-679.88	kN
Nmax	1.76	1.24	12.17	kN
Nmin	-668.57	-668.57	-836.84	kN

Fig 47 - Sollecitazioni massime sul palancolato $i = 1,585$ m.

	SLU_1	SLU_2	SLV	
Mmax	2179.22	1925.55	5256.31	kNm
Mmin	-976.42	-936.80	-817.58	kNm
Tmax	379.20	344.47	667.46	kN
Tmin	-316.16	-278.74	-984.61	kN
Nmax	18.25	18.25	14.35	kN
Nmin	-1770.52	-1656.61	-1316.87	kN

Fig. 48 - Sollecitazioni massime sui pali $i = 2,00$ m.

	SLE1_rara	SLE2_rara	SLE1_freq	SLE2_freq	SLE_qp	
Mmax	-768.18	-754.43	-734.71	-729.57	-723.71	kNm
Mmin	1556.86	1376.48	1392.00	1332.88	1338.02	kNm
Tmax	-420.45	-420.45	-420.45	-420.45	-420.45	kN
Tmin	281.51	258.70	257.55	249.88	249.55	kN
Nmax	-1333.09	-1255.57	-1253.93	-1227.47	-1226.87	kN
Nmin	30.89	30.89	30.89	30.89	30.89	kN

Fig. 49 - Sollecitazioni massime SLE sui pali $i = 2,00$ m.

La verifica della paratia esistente è di tipo HZ 775 B – combinazione 10/13. Le caratteristiche della sezione composta dai due profili sono riportate nei capitoli precedenti. Nella verifica del diaframma, a favore di sicurezza, si considera reagente solo il profilo ad H, le cui dimensioni sono illustrate nella figura sottostante.

Solution 10



Figure shows HZ 775 A Scale 1:30

Section	Dimensions		Properties per solution		Moment of inertia		Section modulus		Radius of gyration		Coating	
	v cm	u cm	Sectional area cm ²	Mass kg/m	x-x cm ⁴	y-y cm ⁴	x-x cm ³	y-y cm ³	x-x cm	y-y cm	area m ² /m	a ₁ cm
HZ 575 A	28,75	23,00	200,5	157	125830	25940	4375	1130	25,05	11,38	3,01	—
HZ 575 B	28,95	23,00	218,9	172	141240	29190	4880	1270	25,40	11,55	3,02	—
HZ 575 C	29,15	23,05	243,4	191	158800	32790	5450	1420	25,54	11,61	3,03	—
HZ 575 D	29,35	23,05	261,9	206	174680	36050	5950	1565	25,83	11,73	3,04	—
HZ 775 A	38,75	23,00	257,9	202	280070	29550	7230	1285	32,95	10,71	3,39	—
HZ 775 B	38,95	23,00	276,3	217	307930	32800	7905	1425	33,38	10,90	3,40	—
HZ 775 C	39,15	23,08	306,6	241	342680	36580	8755	1585	33,42	10,92	3,41	—
HZ 775 D	39,35	23,08	325,3	255	371220	39850	9435	1725	33,78	11,07	3,42	—
HZ 975 A	48,75	23,00	297,0	233	476680	29560	9780	1285	40,06	9,98	3,79	—
HZ 975 B	48,95	23,00	315,4	248	520700	32810	10640	1425	40,63	10,20	3,79	—
HZ 975 C	49,15	23,10	353,9	278	582170	36770	11845	1590	40,56	10,19	3,81	—
HZ 975 D	49,35	23,10	372,4	292	627120	40060	12710	1735	41,04	10,37	3,81	—

Fig. 50 – Tabella dati paratie

Lo spessore nominale dell'anima e delle piattabande è pari a 19 mm. Dalla relazione nella quale sono stati verificati gli spessori degli elementi, risulta per la banchina in oggetto un assottigliamento massimo della piattabanda lato mare pari a 1.6 mm. Nel documento viene fatto riferimento alla norma EN 1993-5:2007, nella

quale vengono indicati dei valori di riferimento per la corrosione in termini di spessore. Le tabelle sottostanti riportano tali indicazioni in caso di infissione nel suolo e a contatto con acqua di mare.

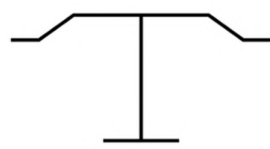
Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted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

Tabella 11 – Valore consigliato per la perdita di spessore (mm) dovuta alla corrosione di pilastri nel terreno, in presenza o meno di acqua

Considerando lo stato delle paratie, variabile in altezza, si sono condotte **due verifiche**; in corrispondenza della sezione che può essere soggetta all'escursione della marea e in corrispondenza della sezione perennemente immersa in acqua. Rispettivamente le due sezioni sono soggette alle sollecitazioni alla profondità di -2,5 m e la sollecitazione massima. Nel primo caso si considera una condizione di esposizione con suolo inquinato nel lato terra e acqua di mare aggressiva a temperatura ambiente nel lato mare. Nel secondo caso si considera una condizione di suolo indisturbato nel lato terra e permanente immersione in acqua di mare nel lato mare.

Dalla messa in opera delle paratie sono trascorsi 30 anni e considerando che la vita utile dell'intervento è di altri 50, i valori di assottigliamento previsti dalle tabelle vengono interpolati per raggiungere una durata totale di 80 anni.

Le tabelle sottostanti riportano tali valori e le dimensioni della sezione corrispondente.



Riduzione da normativa per immersione	
permanente	0.90 mm
Riduzione annua	0.036 mm/anno
Riduzione 80 anni	2.88 mm
Riduzione da normativa per	
suolo indisturbato	0.30 mm
Riduzione annua	0.012 mm/anno
Riduzione 80 anni	0.96 mm

Sezione ridotta permanente immersa	
h	775.16 mm
tw	17.08 mm
t1	15.16 mm
t2	17.08 mm
b1	457.12 mm
b2	458.08 mm

Caratteristiche sezione	
Area	459.0798 cm2
J	550419.2 cm4
W	14201.43 cm3

Riduzione da normativa per acqua	
inquinata, marea	1.90 mm
Riduzione annua	0.076 mm/anno
Riduzione 80 anni	6.08 mm
Riduzione da normativa per	
suoli inquinati	0.75 mm
Riduzione annua	0.03 mm/anno
Riduzione 80 anni	2.40 mm

Sezione ridotta escursione marea -2.5m	
h	770.52 mm
tw	14.2 mm
t1	10.52 mm
t2	14.2 mm
b1	453.92 mm
b2	455.2 mm

Caratteristiche sezione	
Area	346.0919 cm2
J	379406.6 cm4
W	9848.067 cm3

Tab 12 – Valori numerici delle dimensioni delle paratie

Con tali premesse e le sollecitazioni massime ricavate dai modelli è stata eseguita la verifica a flessione e instabilità della paratia.

1.9.1.3 Verifica della paratia permanentemente immersa

Nella verifica viene considerata la sezione del profilo HZ 775 B e una parte degli elementi ZH 9,5. Nello specifico è stata utilizzata la sezione riportata in figura, già ridotta per la corrosione dopo 80 anni.

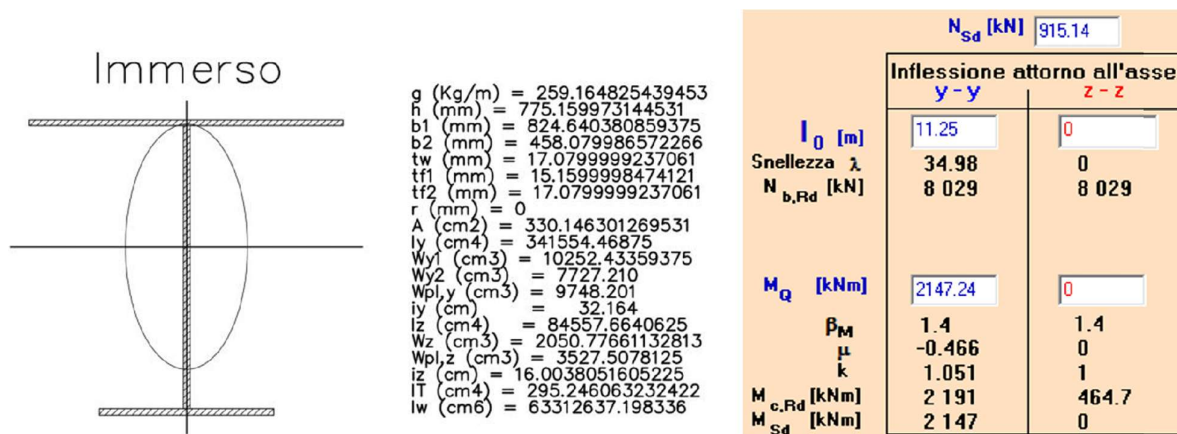


Fig. 51 – Estratto da software Plaxis dell'elemento di paratia considerato per le verifiche

Nella verifica ad instabilità si considera come lunghezza libera di influenza un valore pari a 11,25 m (75% della lunghezza libera della paratia). Nella realtà al termine dell'intervento sulla banchina, la paratia non sarà più in grado di ruotare liberamente in testa, diminuendo ulteriormente la lunghezza libera. Gli elementi, essendo infissi nel terreno e agganciati gli uni agli altri, non possono instabilizzare lungo la direzione dell'asse debole e non possono torcere.

La verifica a flessione e compressione assiale, eseguita con le sollecitazioni massime, risulta soddisfatta.

Flessione e compressione assiale - Classe 4 - EC3 #5.5.4.(5)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{eff,Rd,min}} + \frac{k_y (M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny})}{M_{eff,y,Rd1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz})}{M_{eff,z,Rd1}} = 0.114 + 0.647 + 0.040 = 0.801 \text{ OK}$$

Fig. 52 – Estratto da software Plaxis del calcolo di verifica a flessione

Considerando resistenti solo i profili HZ 775 B – 10, l'area resistente a taglio è pari a 12689.07 mm².

Si ottiene:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 2511,78 \text{ kN}$$

La sollecitazione massima di taglio è pari a VEd = 744,53 kN, pertanto la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a 3,37.

1.9.1.4 Verifica della paratia in zona di escursione della marea

Le sollecitazioni utilizzate per eseguire questa verifica sono quelle corrispondenti ad una profondità di -2,50 m, profondità alla quale si sono riscontrati maggiori riduzioni delle sezioni.

	SLU_1	SLU_2	SLV	
Mmax	4.17	4.17	3.21	kNm
Mmin	-877.05	-877.05	-1058.02	kNm
Tmax	1.18	1.18	0.91	kN
Tmin	-206.14	-201.20	-217.77	kN
Nmax	0.00	0.00	0.00	kN
Nmin	-385.01	-385.01	-681.35	kN

Fig.53 – Azioni esercitate sulla paratia in zona di escursione di marea

Come al capitolo precedente si utilizza una sezione composta dai due profili con sezione ridotta dalla corrosione dopo 80 anni. La figura sottostante riporta la sezione considerata

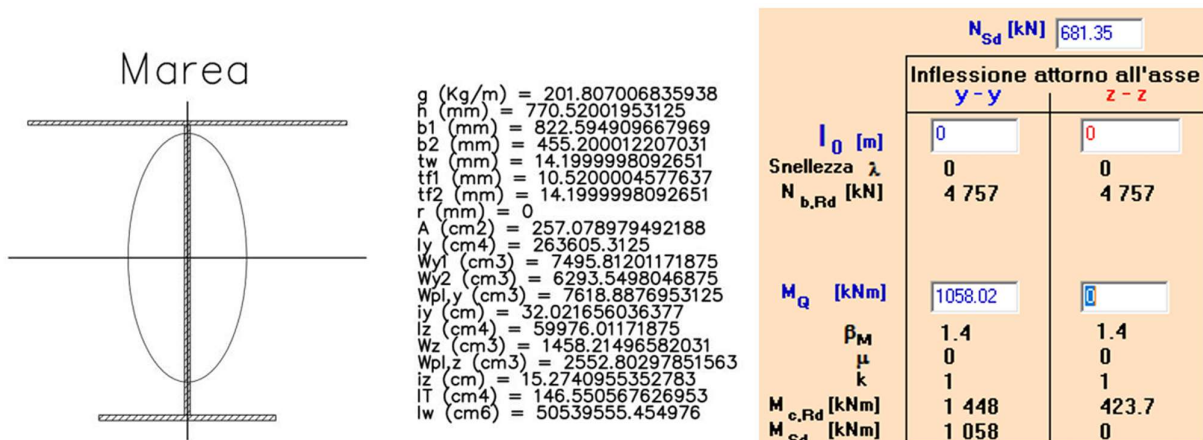


Fig. 54 – Estratto da software Plaxis dell'elemento di paratia considerato per le verifiche

In questo caso non si introduce la verifica a flessione e compressione assiale, eseguita con le sollecitazioni massime, risulta soddisfatta.

Flessione e compressione assiale - Classe 4 - EC3 #5.5.4.(5)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{eff,Rd,min}} + \frac{k_y (M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny})}{M_{eff,y,Rd1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz})}{M_{eff,z,Rd1}} = 0.143 + 0.436 + 0.088 = 0.667 \text{ OK}$$

Fig. 55 – Estratto da software Plaxis del calcolo di verifica a flessione

Considerando resistenti solo i profili HZ 775 B – 10, l'area resistente a taglio è pari a 10590.36 mm². Si ottiene:
 $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 2096,35 \text{ kN}$

La sollecitazione massima di taglio è pari a VEd = 744,53 kN, pertanto la verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza pari a 2,81.

1.9.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO → D.M. 17.01.2018 §6.6.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto “Ed” con la resistenza di progetto, determinata applicando alla resistenza caratteristica “Rak” i coefficienti parziali riportati nella tabella seguente:

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

Tab 13. – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio Rak 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 Rak 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 Ra,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

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 14 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero di ancoraggi di prova

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

Tab 15 - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica delle opere geotecniche, in funzione del numero di n profili di indagine

1.9.2.1 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:

- $D \rightarrow$ diametro di perforazione $D = 0,24$ m;
- $L \rightarrow$ lunghezza del bulbo di ancoraggio $L = 22$ m;
- $q_s \rightarrow$ 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.

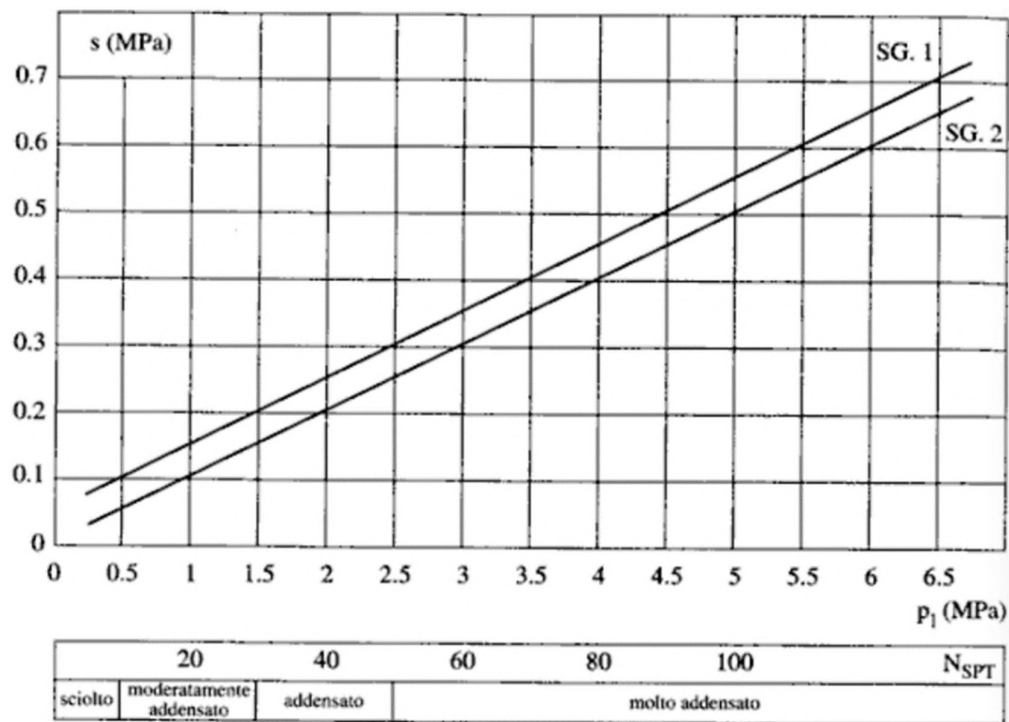


Fig. 55 – Abaco per il calcolo si s per le sabbie e ghiaie

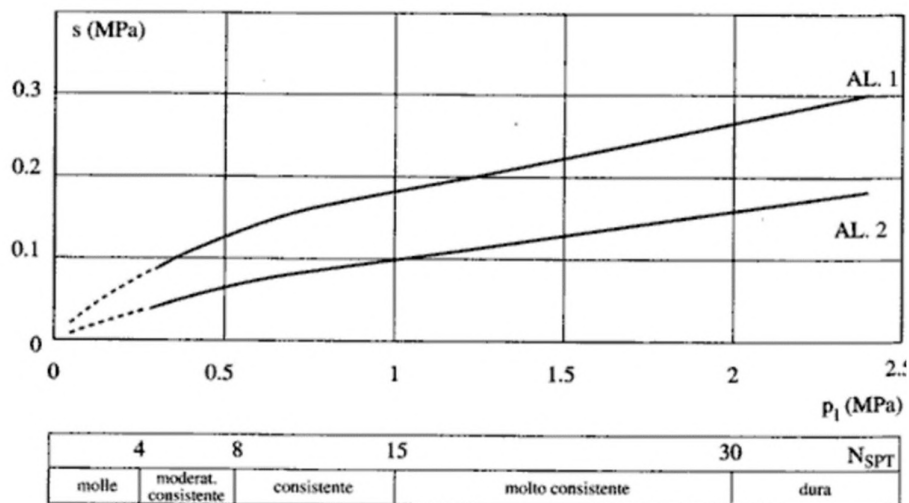


Fig. 56 – Abaco per il calcolo si s per le argille e limi

- $\alpha \rightarrow$ 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
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari 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

Tab. 16 – Valori di α

1.9.2.2 Verifiche dei tiranti

La verifica a **sfilamento del bulbo** è stata condotta sulla base dei due campi prova eseguiti nel 2008 e nel 2021

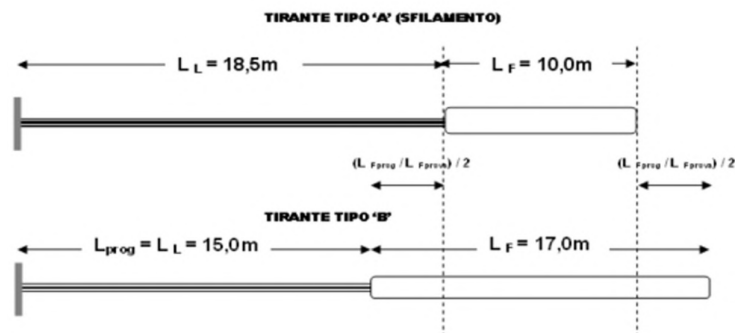


Fig. 57 - Sezione tirante con bulbo

TABELLA REALIZZAZIONE TIRANTI DI PROGETTO EURODOCKS												
TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	INIEZIONI			RAPP. ACQUA-CEMENTO	
		Diametro (mm)	Lungh. (m)	Lunghezza (m)		N. Trefoli		JETTING		SECON.	Jett.	second.
				Libera	Bulbo			DATA	kg cem.			
A	T2-F1	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	03/04/2008	4000	800	1 : 1	1 : 2
B	T3-F1	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	03/04/2008	6800	1400	1 : 1	1 : 2
B	T1-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	25/09/2008	6500	1900	1 : 1	1 : 1,6
A	T2-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	25/09/2008	4100	1200	1 : 1	1 : 1,6
B	T3-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	23/09/2008	6500	2100	1 : 1	1 : 1,6
B	T4-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	23/09/2008	6600	1600	1 : 1	1 : 1,6
A	T5-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	23/09/2008	4200	1300	1 : 1	1 : 1,6

Tab. 17 – Risultati delle prove di carico sui tiranti di progetto del 2008

TIPO	CODICE	PERF. TIRANTE		ACCIAIO			INCL.	Stima volume bulbo Jett. (m³)	Stima diametro bulbo (m)	Carico max sollecitante (kN)	Condizioni Finali prova
		Diametro (mm)	Lungh. (m)	Lunghezza (m)		N. Trefoli					
				Libera	Bulbo						
A	T2-F1	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,33	0,82	1208	NO ROTTURA
										1359	SFILAMENTO
B	T3-F1	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	9,07	0,82	1585	NO ROTTURA
B	T1-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,67	0,81	1698	NO ROTTURA
A	T2-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,47	0,83	1453	NO ROTTURA
										1528	SFILAMENTO
B	T3-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,67	0,81	1698	NO ROTTURA
B	T4-F2	160	32,0	15,0	17,0	8	15°	8,80	0,81	1698	NO ROTTURA
A	T5-F2	160	28,5	18,5	10,0	8	15°	5,60	0,84	1283	NO ROTTURA
										1427	SFILAMENTO

Tab. 18 – Risultati delle prove di carico sui tiranti di progetto del 2008

Si osserva che tutti i tiranti di tipo A sono stati portati a sfilamento. Il carico massimo raggiunto, normalizzato alla lunghezza del bulbo risulta:

$$T2-F1 \quad q = 1359/10 = 136 \text{ kN/m}$$

$$T2-F2 \quad q = 1528/10 = 153 \text{ kN/m}$$

$$T5-F2 \quad q = 1427/10 = 143 \text{ kN/m}$$

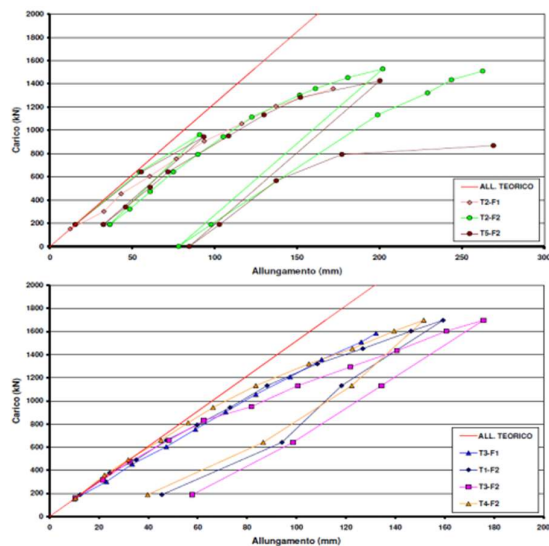
I risultati indicano un'ottima uniformità di comportamento ed una resistenza unitaria che può essere cautelativamente assunta pari a 130 kN/m. Si tratta di un valore molto elevato tenuto conto dei terreni presenti. Se si assume un valore limite della tensione tangenziale compreso tra 80 e 100 kPa, significherebbe che il bulbo ottenuto con il trattamento in jet grouting ha un diametro compreso tra 45 e 55 cm.

Sulla base delle prove a sfilamento la resistenza del tirante con bulbo di $L = 15 \text{ m}$ risulterebbe:

$$R_{ac,1} = 130 \cdot 15 = 1.950 \text{ kN}$$

In Tabella 19 sono riassunte le principali caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto.

In figura 58 sono mostrate le curve carico-allungamento ottenute dalle prove svolte i cui risultati salienti sono riassunti in Tabella 21.



PROVE SU TIRANTI - 2021																		
TIRANTE	DESCRIZIONE	Tipo BARRA	Iniezione	DIAMETRO ARMATURA e SPESSORE [mm]	DIAMETRO ARMATURA [mm]	SPESSORE ARMATURA [mm]	DIAMETRO BULBO [cm]	STRATO REALIZZAZIONE BULBO	LUNGHEZZA TOTALE [m]	LUNGHEZZA PASSIVA [m]	LUNGHEZZA BULBO [m]	CARICO PROVA Qmax [kN]	DATA INIZIO PROVA	DATA FINE PROVA	CARICO MASSIMO CON CEDIMENTO STABILIZZATO [kN]	PERCENTUALE RAGGIUNTA	PERCENTUALE E CICLO	CEDIMENTO [mm]
T01	Autoperforante SIRIVE - IBP	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA A PRESSINE	ø 90 mm s=10 mm	90	10	30	M	16	11	5	477	03/05/2021	04/05/2021	429.3	90.00%	90% 3 CICLO	46.44
T02	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	ø 90 mm s=10 mm	90	10	45	M	16	11	5	715	04/05/2021	05/05/2021	500.5	70%	70% 3 CICLO	25.39
T03	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	ø 90 mm s=10 mm	90	10	60	M	16	11	5	953	07/05/2021	10/05/2021	762.4	80%	80% 3 CICLO	16.44
T04	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	n. 6 trefoli	0,6"	30	S	10	5	5	477	06/05/2021	07/05/2021	477	100%	100% 3 CICLO	37.83
T05	Autoperforante SIRIVE - IRS	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA A PRESSINE	ø 90 mm s=10 mm	90	10	30	S	10	5	5	477	28/04/2021	29/04/2021	333.9	70%	70% 3 CICLO	11.65
T06	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	ø 90 mm s=10 mm	90	10	45	S	10	5	5	715	29/04/2021	30/04/2021	500.5	70%	70% 3 CICLO	19.27
T07	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	ø 90 mm s=10 mm	90	10	60	S	10	5	5	953	29/04/2021	30/04/2021	476.5	50%	50% 2 CICLO	12.91
T08	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	n. 6 trefoli	0,6"	40	M	16	11	5	636	07/05/2021	10/05/2021	636.00	100%	100% 3 CICLO	61.17
T09	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA A PRESSINE	ø 47 mm	47	47	30	M	16	11	5	477	04/05/2021	05/05/2021	333.9	70%	70% 3 CICLO	38.39
T10	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	ø 47 mm	47	47	45	M	16	11	5	715	03/05/2021	04/05/2021	572	80%	80% 3 CICLO	38.58
T11	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	ø 47 mm	47	47	60	M	16	11	5	953	07/05/2021	10/05/2021	476.5	50%	50% 2 CICLO	29.3
T12	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	ø 47 mm	47	47	40	M	16	11	5	636	05/05/2021	06/05/2021	318	50%	50% 2 CICLO	22.08
T13	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA A PRESSINE	ø 47 mm	47	47	30	S	10	5	5	477	30/04/2021	01/05/2021	429.3	90%	90% 3 CICLO	40.00
T14	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	ø 47 mm	47	47	45	S	10	5	5	715	03/05/2021	04/05/2021	572	80%	80% 3 CICLO	30.68
T15	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	ø 47 mm	47	47	60	S	10	5	5	953	01/05/2021	01/05/2021	381.2	40%	40% 2 CICLO	12.32
T16	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	ø 47 mm	47	47	30	S	10	5	5	477						
T17	Autoperforante ARCO - JET	AUTOPERFORANTE ARCO	JETTING	ø 90 mm s=10 mm	90	10	60	S	10	5	5	953	01/05/2021	03/05/2021	571.8	60%	60% 3 CICLO	33.99
T18	Autoperforante ARCO - IBP	AUTOPERFORANTE ARCO	INIEZIONE BASSA A PRESSINE	ø 90 mm s=10 mm	90	10	30	M	16	11	5	477	05/05/2021	07/05/2021	333.9	70%	70% 3 CICLO	13.77

Tab. 19 - Caratteristiche realizzative dei tiranti di progetto

Del 2008 si considerano solo i risultati del Tipo A, che sono arrivati a sfilamento.

Del 2021 si considera solo il tirante T14 che presenta le medesime caratteristiche del tirante di progetto (barra Ø47 e bulbo in jet da 450 mm). La tabella seguente riporta il riepilogo dei risultati delle prove prese in considerazione:

RISULTATI				
2008				
Tirante	Carico max sollecitante [kN]	Carico max con cedimento stabilizzato [kN]	Lunghezza bulbo [m]	[kN/m]
T2-F1	1359		10	136
T2-F2	1528		10	153
T5-F2	1427		10	143
2021				
T14	715		5	114.4

Tab 20 -Risultati prove di verifica sui tiranti preesistenti

Come prescritto da normativa, è stata calcolata la resistenza con i valori medi e con i valori minimi, divise per i rispettivi coefficienti ξ e poi si è preso il valore minimo risultante:

Ram med = 136 kN/m

$\xi_1 = 1,3$

Ram min =114 kN/m

$\xi_1 = 1,2$

Rak = 95 kN/m

Ne consegue che la lunghezza del bulbo del tirante, per garantire che la resistenza di progetto sia superiore al carico massimo agente (1138.53 kN allo SLV) dev'essere 16 m

$$L_{bulbo} = 16 \text{ m}$$

$$R_{ak} = 1525 \text{ kN}$$

$$\gamma_r(\text{permanenti}) = 1.2$$

$$R_d = 1271 \text{ kN}$$

1.9.2.3 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. Essendo $A_{5 \text{ trefoli}} = 700 \text{ mm}^2$ determino un diametro equivalente $d = 29,85 \text{ m}$

- γ è un coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi; si assume $\gamma = 2$.

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, untati 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

Fig. 57 – Valori di γ per diversi tipi di tirante

• δ è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione; si assume $\delta = 0.5$.

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Fig. 58 – Valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o 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

Fig.59 – 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.

- L_s è la lunghezza di ancoraggio $L = 22$ m
- τ_{CLS} è la resistenza tangenziale della miscela, che si può determinare in funzione della resistenza caratteristica a compressione.

La miscela per i tiranti è assimilabile a C25/30 (Resistenza a compressione a 28 giorni >30 Mpa).

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto, secondo quanto previsto nella NTC2018 §4.1.2.1.1.2, vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

Dove:

$\gamma_c = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$ è la resistenza tangenziale caratteristica

In cui:

Resistenza a trazione del calcestruzzo $f_{ctm} = f_{ctk} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza

$\eta_1 = 0.7$ in condizioni di non buona aderenza, quali casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti.

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\varnothing \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ per barre di diametro superiore con $\varnothing = 29,85$

Quindi

$$\rightarrow f_{ctm} = 2,56 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \eta_1 = 0,7; \eta_2 = (132 - 29,85) / 100 = 1,02$$

$$\rightarrow f_{bk} = 4,11 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow f_{bd} = 2,74 \text{ Mpa}$$

1.9.2.1 Analisi di stabilità globale

Le verifiche sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo secondo quanto previsto dal DM 17.01.2018 “Norme tecniche sulle costruzioni”, che riporta:

“La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l’Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), 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 verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.”

	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_Q	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 21– Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_v	γ_γ	1,0	1,0

Tab 22 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab 23– Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Successivamente alla prima analisi condotta, sono state eseguite le verifiche agli SLV previsti sempre dal DM 17.01.2018 (nel caso specifico: Cap. 7.11.4). Per tale analisi sono stati considerati pari all’unità i coefficienti

parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici mentre, in merito al coefficiente di sicurezza, è stato considerato un parametro pari a 1.2, come indicato nella normativa sopracitata.

1.9.2.2 Metodologia di calcolo

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.

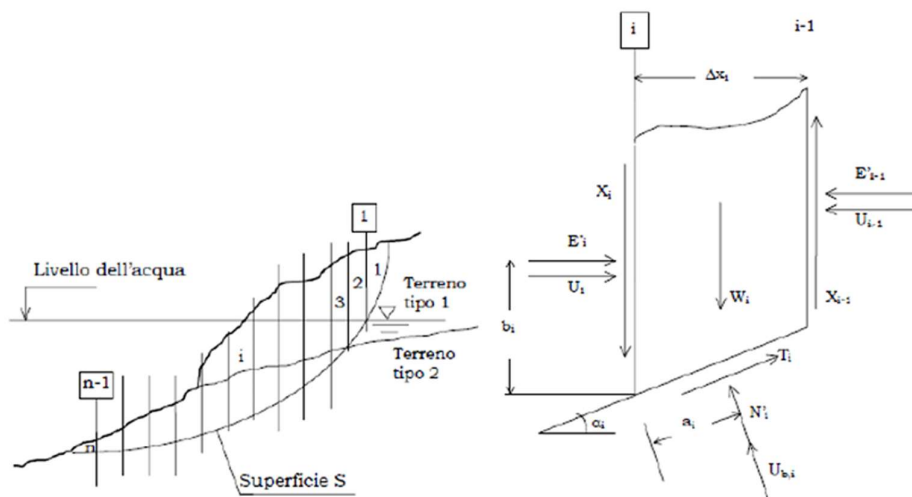


Fig. 60 – Grafico delle forze metodo delle strisce

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 concetti, ovvero:

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

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** per esempio, 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.

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

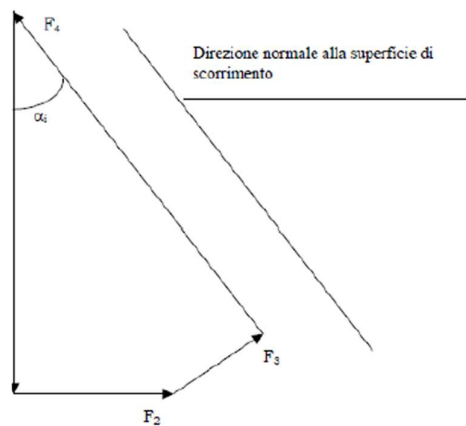
Dove:

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

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

Pertanto:

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



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):

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

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

$$F_3 = T_i$$

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

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:

$$F_1 - F_3 \cdot \sin \alpha_i = F_4 \cdot \cos \alpha_i$$

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

per l'ipotesi del metodo di Bishop semplificato è:

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

ne risulta:

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

ed essendo:

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

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

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

ne segue:

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

e sviluppando:

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

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

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.

1.9.2.3 Analisi stabilità globale applicata all'opera in questione

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.

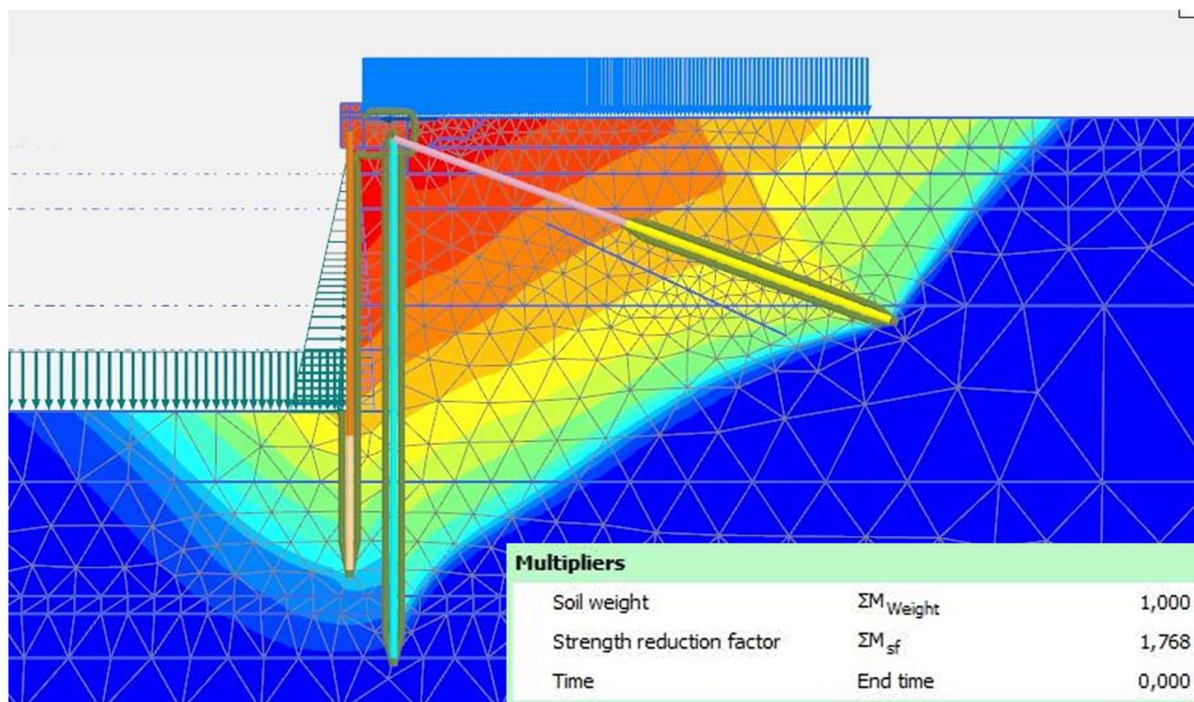


Fig. 61 – Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

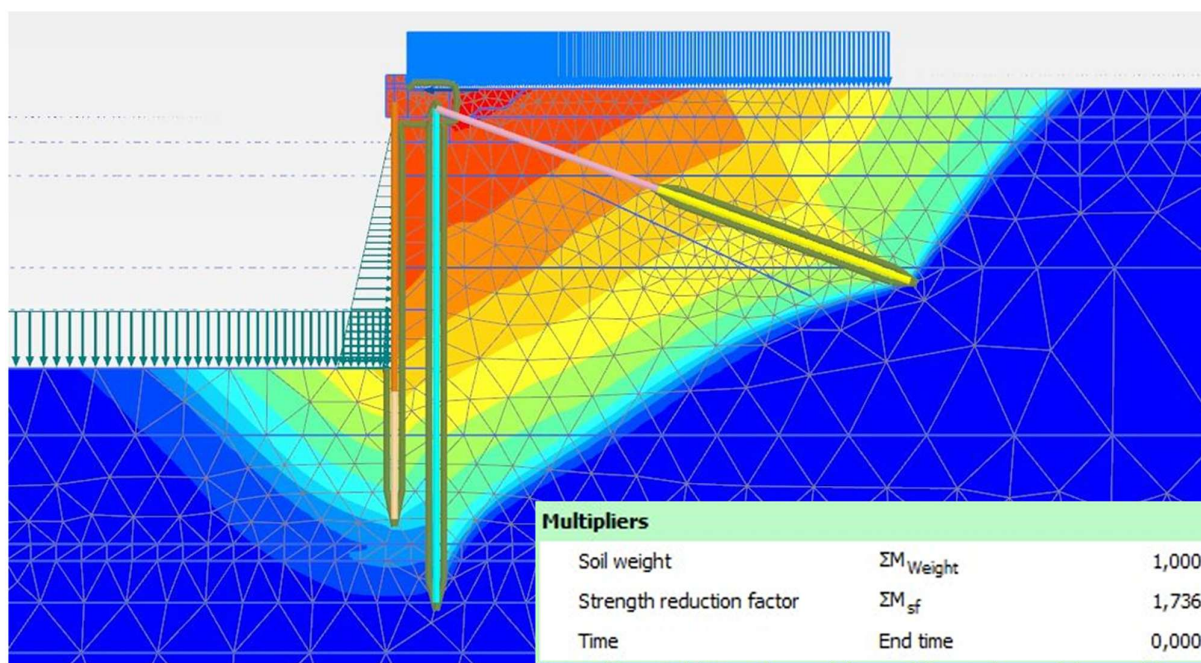


Fig. 62 – Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

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.

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Banchina C	1.768	1.736

Tabella 24. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina

1.9.3 BRICCOLE TEMPORANEE

Nel presente paragrafo si riportano le analisi e le verifiche della fondazione della briccola provvisoria così come precedentemente descritta.

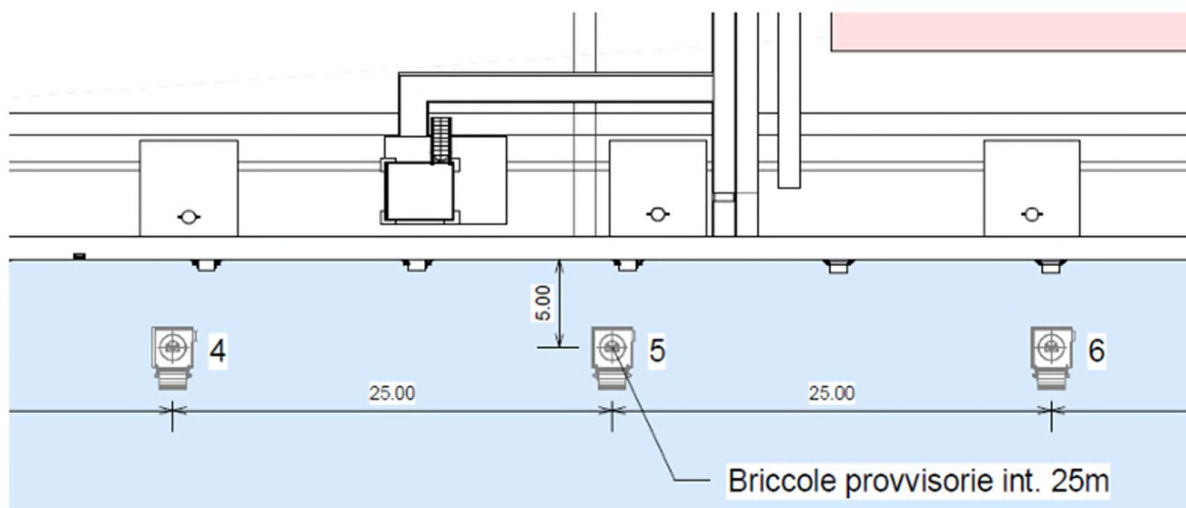


Fig. 63 - Stralcio planimetrico tracciamento briccole di ormeggio provvisorie

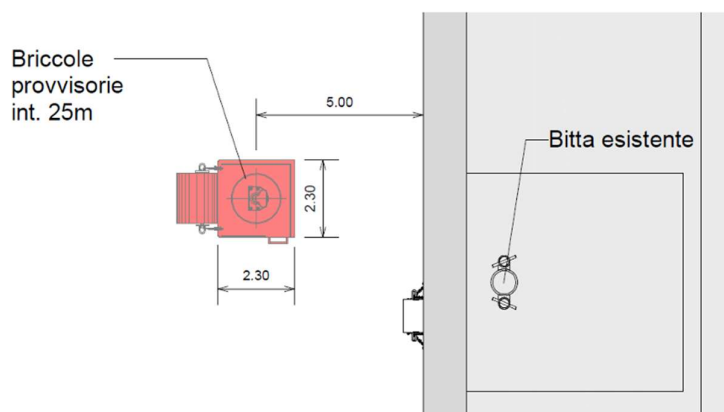


Fig. 64 - Pianta briccola di ormeggio provvisoria

1.9.3.1 Modello di calcolo

Allo scopo di procedere con più accurate valutazioni delle effettive sollecitazioni agenti sul palo di fondazione della briccola, si è provveduto alla modellazione della struttura tramite software strutturale agli elementi finiti SAP2000. Il palo è stato modellato con un elemento di tipo “frame” aventi le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche.

ELEMENTI STRUTTURALI - FRAME

No.	Identification	E	A	I	Wel
		MPa	mm ²	cm ⁴	cm ³
1	Palo in acciaio d:1500 mm sp. 25 mm	210.000	115.846	3.151.379	42.018

Per simulare l'interazione terreno-struttura in direzione orizzontale i pali di fondazione sono stati vincolati a molle in direzione X e Y, disposte lungo il fusto e di rigidezza variabile lungo di esso. La rigidezza delle molle orizzontali lungo il fusto è stata valutata in funzione del coefficiente di sottofondo caratteristico dei terreni attraversati, in tal modo è stato simulato un comportamento di tipo trave su suolo elastico alla Winkler. Sono state individuate 6 tipologie che differiscono per lunghezza dei pali e spessore delle unità litotecniche attraversate. Il valore della rigidezza orizzontale k_h da assegnare alle molle disposte lungo il palo è stato assunto pari a 23300 kN/m²/m. Il tratto di pali immerso in acqua è stato, ovviamente, considerato privo di alcun vincolo.

1.9.3.2 Analisi dei carichi

Peso proprio strutturale (G1)

Il peso proprio degli elementi strutturali (G1) è automaticamente valutato dal programma di calcolo utilizzato per l'analisi. Esso è calcolato considerando per l'acciaio un peso per unità di volume pari a 78,1 kN/m³.

Il peso proprio del dado in c.a. è stato tenuto in conto applicando una forza concentrata equivalente in testa al palo. Tale forza è stata calcolata considerando per il calcestruzzo armato un peso per unità di volume pari a 25 kN/m³.

Dado in c.a. 2,30 x 2,30 x h=1,90 m = 25 kN/m³ x 2,3 x 2,3 x 1,9 m ≈ 10 kN

$$F_{G1} = 10 \text{ kN}$$

Carico accidentale

In corrispondenza delle briccole provvisorie verranno installate bitte da 50 tonnellate. Il tiro alla bitta è assunto dunque pari a 500 kN, da intendersi come valore caratteristico.

$$F_b = 500 \text{ kN}$$

Tale schematizzazione risulta essere a favore di sicurezza in quanto, in realtà, l'azione orizzontale trasmessa alla bitta risulta inferiore in quanto la cima di ormeggio è sempre inclinata.

Combinazione delle azioni

Trattandosi di opere provvisorie (per i lavori per i quali sono previsti circa 1000 giorni), le verifiche sono state effettuate con riferimento alla combinazione caratteristica delle azioni (combinazione rara), non considerando coefficienti amplificativi delle azioni e trascurando le azioni sismiche.

$$G_1 + Q_{k1}$$

Risultati delle analisi

La modellazione agli elementi finiti ha permesso di individuare le sollecitazioni dimensionanti agenti sul palo, di seguito riportate –

$$M_{ed} = 7.403 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 500 \text{ kN}$$

Verifica strutturale

Nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche di resistenza della sezione del tubolare.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
Tubo ø1500 s = 25 mm	cm ² 1158,46	cm ⁴ 3.151.379	cm ³ 42.018

Verifica a taglio

L'area resistente a taglio (A_v per tubi di spessore uniforme si può assumere pari a:

$$A_v = 2 \times A / \pi = 73750 \text{ mm}^2$$

dove:

$A = 115846 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione;

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

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{m0}) = 14.396 \text{ kN}$$

dove:

$A_v = 73750 \text{ mm}^2$ è l'area resistente a taglio della sezione;

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355);

$\gamma_{m0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 .

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

$$V_{Ed} = 500 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza delle membrature a taglio è pertanto ampiamente soddisfatta

Verifica a flessione

Essendo il taglio massimo di calcolo (V_{Ed}) inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$):

$$V_{Ed,max} = 500 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd}$$

si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La resistenza di calcolo a flessione del palo principale ø1500 s=25 mm ($M_{el,Rd}$) vale pertanto:

$$M_{el,Rd} = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{m0} = 14.207 \text{ kNm}$$

dove:

$W_{el,min} = 42\,018 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S355);

$\gamma_{m0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4

Il momento flettente di calcolo agente sul palo principale vale:

$$M_{ed} = 7.403 \text{ kNm}$$

Il punto di massimo momento è posizionato a circa 18,20 m dal l.m.m..

La verifica di resistenza delle membrature a flessione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

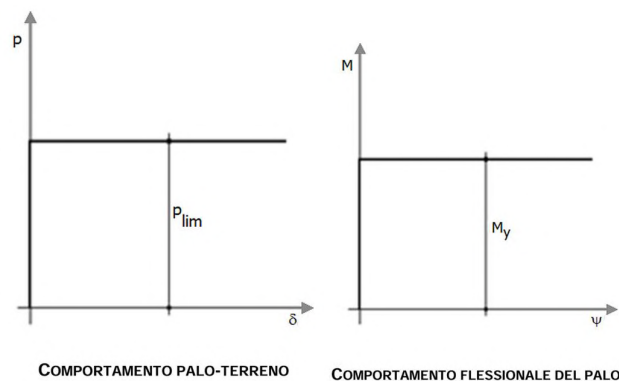
$$\eta = M_{el,Rd} / M_{ed} = 1,92 \geq 1,00$$

Verifica a carico limite orizzontale

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 libero di ruotare in testa 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 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.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto). Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non

eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. Nel caso oggetto di studio si ha una situazione di palo lungo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti. 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, mentre $H_d = R_{tr,d}$ è il valore di progetto della resistenza del terreno. Ai sensi del § 6.4.3.1.1.1 delle NTC 2018, 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 .

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali:

$$\gamma_T = 1,3$$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati in forma tabellare

Caratteristiche palo

L=	21.5	[m]
e=	13.5	[m]
d=	1.5	[m]
My=	14.207	[kNm]
L/d=	14.33	
e/d=	9	

Dove:

- L è la lunghezza del fusto del palo al di sotto del fondale di calcolo
- e è la lunghezza del fusto del palo al di sopra del fondale di calcolo
- d è il diametro del palo
- My è il momento di snervamento del palo

Caratteristiche terreno

γ =	18800	[N/m ³]
k_p =	3.00	
$k=3k_p\gamma \cdot d$ =	253800	[N/m ²]

Dove:

- γ è il peso medio dell'unità di volume del terreno attraversato
- $k_p = \sum k_{p,i} \cdot h_i / h_{tot}$ è la media ponderata rispetto alle potenze dei diversi litotipi attraversati del coefficiente di spinta laterale in condizioni di stato limite passivo
- k è la resistenza laterale offerta dal terreno in condizioni drenate

Il carico limite H_{lim} calcolato secondo la teoria di Broms per pali lunghi liberi di ruotare in testa in condizioni drenate risulta essere:

$H_{lim} = 972 \text{ kN}$

Il carico limite orizzontale di progetto è dunque pari a:

$H_d = 748 \text{ kN}$

In considerazione del massimo tiro di progetto, pari a 500 kN, la verifica a carico limite orizzontale è soddisfatta.

1.9.4 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

1.9.4.1 Verifica della nuova palificata

L'intervento prevede la messa in opera di una palificata a tergo delle paratie esistenti. I pali sono trivellati di diametro $\varnothing 1200 \text{ mm}$, con interasse pari a 2,00 m e lunghezza di 29,00 m. Al fine di ottimizzare la sezione vengono eseguite due verifiche a flessione in corrispondenza di due sezioni diverse. Una sezione è sollecitata dall'azione massima, mentre la seconda è determinata in base al corrispondente diagramma dei momenti resistenti che ne deriva.

1.9.4.2 Verifica Flessione

Le sollecitazioni massime alle quali è sottoposta la sezione vengono riportate di seguito.

	SLU_1	SLU_2	SLV	ECC-1 (0,00m)	ECC-2 (-16,00m)	
Mmax	2138.52	1864.19	5256.31	-	-	kNm
Mmin	-1019.49	-1007.25	-817.58	-4365.19	-6679.32	kNm
Tmax	381.19	348.50	667.46	-	-	kN
Tmin	-313.57	-271.45	-984.61	-2148.62	-162.81	kN
Nmax	18.25	18.25	14.35	-	-	kN
Nmin	-1774.02	-1662.93	-1316.87	-1133.45	-1037.77	kN

Tab 25- Sollecitazioni massime sui pali – $i = 2,00 \text{ m}$.

La sezione è armata nella sezione più sollecitata con doppio giro di armature $40\varnothing 28 + 30\varnothing 28$.

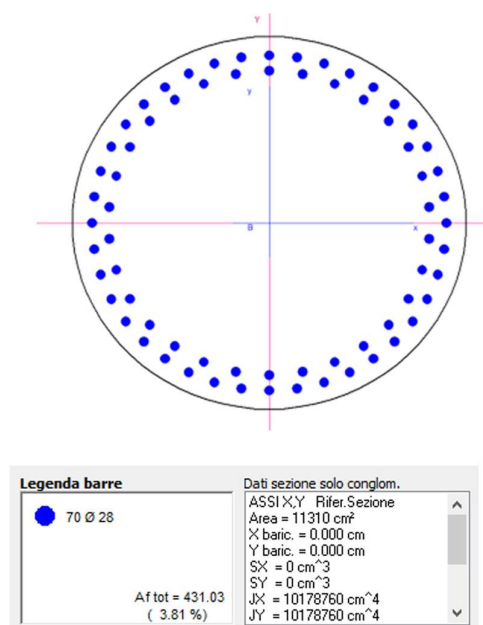


Fig. 65 – Sezione1 nuova palificata e dettaglio sulle sue dimensioni

La verifica della sezione viene eseguita mediante il **software RC-Sec**.

In seguito se ne riporta il procedimento:

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C35/45
Resis. compr. di calcolo fcd :	198.30 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	99.15 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	340771 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	32.10 daN/cm ²

Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 175.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 99999.000 mm
 Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 175.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 140.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C35/45

Raggio circonferenza: 60.00 cm
 Ascissa X centro circ.: 0.00 cm
 Ordinata Y centro circ.: 0.00 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre gen.
 Ycentro Ordinata del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre gen.
 Raggio Raggio in cm della circonferenza lungo cui sono disposte le barre gen.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonf.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	Xcentro,cm	Ycentro,cm	Raggio,cm	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	0.00	0.00	54.00	40	28
2	0.00	0.00	49.00	30	28

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1774202	213852	0	38119	0
2	166293	186419	0	34811	0
3	131687	525631	0	98461	0
4	113345	667932	0	103777	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	1333	1557	0
2	1256	1376	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	1254	1392	0
2	1227	1333	0

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	122687	133802	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copri ferro netto minimo barre longitudinali: 4.6 cm

Interfero netto minimo barre longitudinali: 2.2 cm

Copri ferro netto minimo staffe: 2.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	1774202	213852	0	1774180	669022	0	3.128
2	S	166293	186419	0	166273	711304	0	3.816
3	S	131687	525631	0	131672	704884	0	1.341
4	S	113345	667932	0	113338	701425	0	1.050

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	0.00126	0.0	60.0	0.00324	0.0	54.0	-0.00147	0.0	-54.0
2	0.00350	-0.00068	0.0	60.0	0.00301	0.0	54.0	-0.00577	0.0	-54.0
3	0.00350	-0.00077	0.0	60.0	0.00300	0.0	54.0	-0.00596	0.0	-54.0
4	0.00350	-0.00081	0.0	60.0	0.00300	0.0	54.0	-0.00606	0.0	-54.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000043582	0.000885097		
2	0.000000000	0.000081342	-0.001380525		
3	0.000000000	0.000082982	-0.001478898		
4	0.000000000	0.000083869	-0.001532160		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.fess.
1	S	0.7	0.0	0.0	-10	0.0	-54.0	2312	138	0.187	0.000
2	S	0.6	0.0	0.0	-8	0.0	-54.0	2312	138	0.186	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	0.6	0.0	0.0	-9	0.0	-54.0	2312	138	0.187	0.000
2	S	0.6	0.0	0.0	-8	0.0	-54.0	2312	138	0.186	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	57.6	0.0	0.0	-823	0.0	-54.0	2312	138	0.186	0.057

La verifica a taglio non viene eseguita in quanto, per questa sezione, la sollecitazione di taglio è bassa.

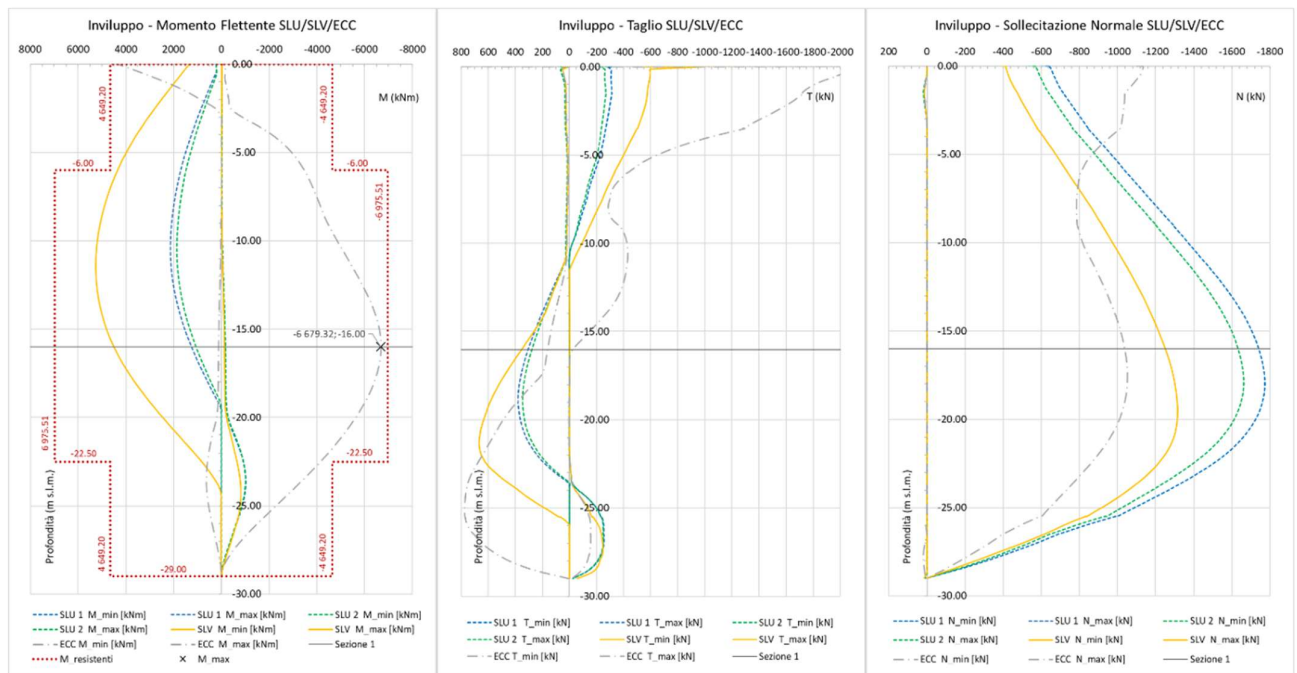


Fig. 66 – Grafici degli involuppi di Momento flettente, Taglio, Sollecitazione normale nelle condizioni SLU/SLV/ECC

1.9.4.3 Verifica Sezione 2

Volendo ottimizzare la sezione ottenendo un risparmio economico, si esegue la verifica per la sezione avente il momento resistente dato dall'armatura diffusa. In base a questo viene determinata la lunghezza delle barre integrative e la loro posizione.

Le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione 2 sono le seguenti:

$$M_{(y=0.0)} = 4365,19 \text{ kNm}$$

$$T_{(y=-2.5)} = 2148,62 \text{ kN}$$

$$N_{(y=-2.5)} = 1133,45 \text{ kN}$$

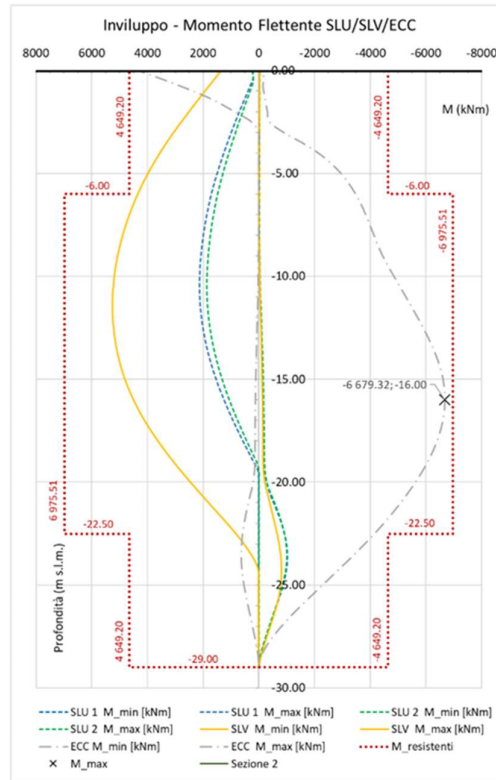


Fig. 67 – Grafici degli involuppi di Momento Flettente della sez. 2 agli SLU/SLV/ECC

Come nel caso precedente la verifica viene eseguita tramite il **software RC-sec**. Nella sezione viene rimossa la seconda fila di armatura.

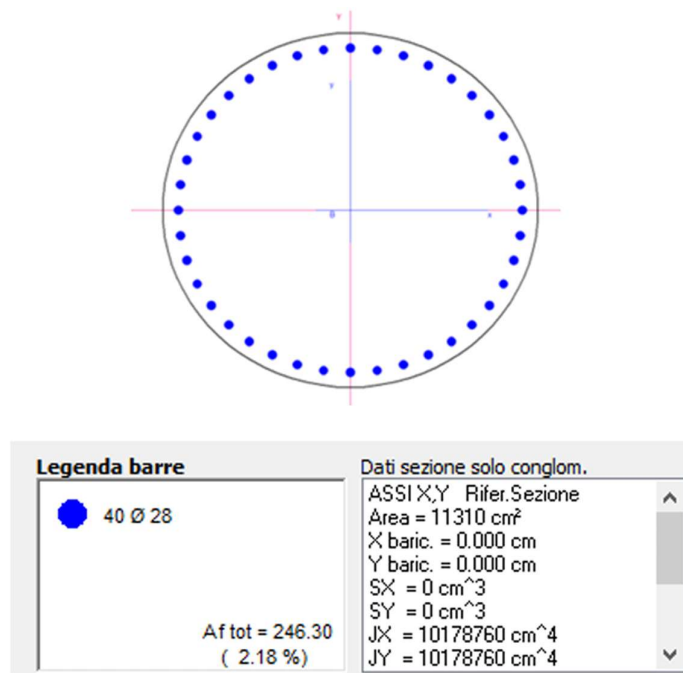


Fig. 68 – Sezione 2 nuova palificata e dettaglio sulle sue dimensioni

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C35/45

Resis. compr. di calcolo fcd :	198.30 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	99.15 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	340771 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm :	32.10 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0

Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite :	175.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	99999.000 mm

Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite :	175.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):

Sc Limite :	140.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk :	4500.0 daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd :	3913.0 daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \beta_2$:	1.00 daN/cm ²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \beta_2$:	0.50 daN/cm ²

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N.Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre gen.
Ycentro	Ordinata del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre gen.
Raggio	Raggio in cm della circonferenza lungo cui sono disposte le barre gen.
N.Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonf.
Diam.	Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	Xcentro,cm	Ycentro,cm	Raggio,cm	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	0.00	0.00	55.00	40	28

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	78726	313281	0	60898	0
2	113345	436519	0	214862	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	1333	1557	0
2	1256	1376	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	1254	1392	0
2	1227	1333	0

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	122687	133802	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 1.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza - rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	78726	313281	0	78726	455465	0	1.454
2	S	113345	436519	0	113340	464920	0	1.065

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00180	0.0	60.0	0.00298	0.0	55.0	-0.00835	0.0	-55.0
2	0.00350	-0.00163	0.0	60.0	0.00300	0.0	55.0	-0.00797	0.0	-55.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $ax+by+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $ax+by+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $ax+by+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000103049	-0.002682957		
2	0.000000000	0.000099701	-0.002482083		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S - combinazione verificata / N - combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	0.9	0.0	0.0	-15	0.0	-55.0	2290	150	0.190	0.001
2	S	0.8	0.0	0.0	-13	0.0	-55.0	2260	149	0.189	0.001

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	0.8	0.0	0.0	-13	0.0	-55.0	2260	149	0.189	0.001
2	S	0.7	0.0	0.0	-12	0.0	-55.0	2260	149	0.189	0.001

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	73.6	0.0	0.0	-1247	0.0	-55.0	2260	149	0.189	0.113

1.9.4.4 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene eseguita con un foglio elettronico appositamente redatto. La verifica è stata eseguita in corrispondenza della testa del palo (sezione 2), caratterizzata dal massimo sforzo di taglio, e in una sezione subito successiva.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018											
Caratteristiche materiali			Geometria		Armatura longitudinale tesa		Sollecitazioni		Sezione circolare		
Acciaio B450C		Calcestruzzo	$d_{eq} =$	847 mm	$A_s =$	25862 mm ²	$N_{Ed} =$	1133.45 kN	$D =$	1200 mm	
$f_{yk} =$	450 MPa	$f_{ck} =$	37.35 MPa	$b_{eq} =$	1080 mm	Parametri		$V_{Ed} =$	2149 kN	$c =$	60 mm
$f_{tk} =$	540 MPa	$R_{ck} =$	45.00 MPa	$A_c =$	914976 mm ²	$k =$	1.486	Verifica senza armatura a taglio			
$E_s =$	210000 MPa	$f_{cm} =$	45.35 MPa	Armatura a taglio		$v_{min} =$	0.39	$V_{Rd} =$	857.1 kN		
Resistenze di calcolo			$f_{ctm} =$	3.35 MPa	$\alpha =$	90 °	$\rho_l =$	0.020	Verifica : $\checkmark$ CS = 0.39		
$f_{cd} =$	21.17 MPa	$f_{ctk}(0.05) =$	2.35 MPa	$A_{sw,min} =$	288 mm ²	$\sigma_{cp} =$	1.238776	necessaria armatura a taglio			
$f_{ctd}(0.05) =$	1.56 MPa	$f_{ctk}(0.95) =$	4.36 MPa	$\phi =$	14 mm	$v =$	0.5	Verifica con armatura a taglio			
$f_{ctd}(0.95) =$	2.91 MPa	$E_{cm} =$	34625 MPa	$s =$	100 mm	$u_{sw} =$	0.0527	$V_{Rsd} =$	2296 kN		
$f_{yd} =$	391 MPa	$f_{ctm} =$	4.02 MPa	$n, bracci =$	2.0	$\cotg \theta =$	3.01 rott. armatura	$V_{Rcd} =$	3181 kN		
Coefficienti			$\gamma_c =$	1.5	$A_{sw} =$	308 mm ²	$\cotg \theta =$	2.5	$V_{Rd} =$	2296 kN	
$\gamma_s =$	1.15	$\alpha_{cc} =$	0.85			$\alpha_c =$	1.058529	Verifica : $\checkmark$ CS = 1.06			

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018										
Caratteristiche materiali			Geometria		Armatura longitudinale tesa		Sollecitazioni		Sezione circolare	
Acciaio B450C		Calcestruzzo	d _{eq} =	847 mm	A _s =	16010 mm ²	N _{Ed} =	1077.62 kN	D =	1200 mm
f _{yk} =	450 MPa	f _{ck} =	37.35 MPa	b _{eq} =	1080 mm	Parametri	V _{Ed} =	1802 kN	c =	60 mm
f _{tk} =	540 MPa	R _{ck} =	45.00 MPa	A _c =	914976 mm ²		Verifica senza armatura a taglio			
E _s =	210000 MPa	f _{cm} =	45.35 MPa	Armatura a taglio		v _{min} =	0.39	V _{Rd} =	818.8 kN	1080 mm
Resistenze di calcolo			f _{ctm} =	3.35 MPa	α =	90 °	ρ _l =	0.017	Verifica :  CS = 0.45	
f _{cd} =	21.17 MPa	f _{ctk} (0.05) =	2.35 MPa	A _{sw,min} =	242 mm ²	σ _{cp} =	1.177758	necessaria armatura a taglio		
f _{ctd} (0.05) =	1.56 MPa	f _{ctk} (0.95) =	4.36 MPa	Ø =	14 mm	v =	0.5	Verifica con armatura a taglio		
f _{ctd} (0.95) =	2.91 MPa	E _{cm} =	34625 MPa	s =	100 mm	u _{sw} =	0.0527	V _{Rsd} =	2296 kN	
f _{yd} =	391 MPa	f _{ctm} =	4.02 MPa	n, bracci =	2.0	cotg θ =	3.00 rott. armatura	V _{Rcd} =	3172 kN	
Coefficienti			γ _c =	1.5	A _{sw} =	308 mm ²	cotg θ =	2.5	V _{Rd} =	2296 kN
γ _s =	1.15	α _{cc} =	0.85			α _c =	1.055646	Verifica :  CS = 1.27		

Tab. 26 e 27 – Verifiche a taglio

Le verifiche risultano soddisfatte con l'armatura inserita. Si dispone quindi una staffatura a spirale Ø14 con passo 10 cm per tutta la lunghezza del palo.

1.9.4.5 Capacità portante pali

Di seguito si riporta la verifica di stabilità ai carichi verticali dei pali retrobanchina $D = 1200$ mm. 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 la vicinanza dello scavo fa ritenere opportuno trascurare la resistenza laterale del palo fino a -15,00 m da l.m.m..

I carichi assiali sui pali risultano:

	SLU_1	SLU_2	SLV	
Nmax	18.25	18.25	14.35	kN
Nmin	-1770.52	-1656.61	-1316.87	kN

Tab 28 – Carichi agenti sui pali retrobanchina

Di seguito si riportano gli andamenti delle resistenze laterali mobilitate nei singoli strati per i pali sottoposti a prova, eseguiti per i pali trivellati:

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 _{dis}	25.00	kN/mc
Lunghezza del palo	L	29.00	m
Altezza cuneo di spinta	L	15.00	m

Tab. 29 – Dimensioni pali trivellati

ξ1	ξ2	γ _s	γ _b
-	-	-	-
1.1	1	1.15	1.35

Unità	Descrizione	da	a	γ	q _{l,med}	q _{l,min}	q _{l,k}	q _{p,med}	q _{p,min}	q _{p,k}
n		m	m	KN/m ³	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
1	R	0	1.5	19	65	35.31	35.31	2318	1794	1794
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	19	18.5	71	43.34	43.34			
5	M2	19	25.5	18.5	71	43.34	43.34			
6	T	25.5	26.5	20	80	45.24	45.24			
7	A1	26.5	29	19	60	20.36	20.36			
8	A2	29	32	20	60	20.36	20.36			
9	A1b	32	35	19	60	20.36	20.36			

Tab. 30 e 31 – Distribuzione delle resistenze laterali lungo i pali

Nel calcolo della capacità portante è stata trascurata la resistenza del tratto di palo ricadente all'interno del cuneo di spinta della paratia. Nel caso specifico si è trascurata la resistenza laterale dei primi 15 m di palo.

La capacità portante dei pali Ø1200 risulta essere 2851 kN, superiore al carico agente pari a 1770.52 kN in combinazione SLU_1

Unità	z	γ	γ'	$q_{l,k}$	Q_l	R_{cd}	$q_{p,k}$	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	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
M1	16.00	18.5	8.5	43.34	81.69	71.04	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	1444.62
M1	16.50	18.5	8.5	43.34	81.69	71.04	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	1507.17
M1	17.00	18.5	8.5	43.34	81.69	71.04	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	1569.73
M1	17.50	18.5	8.5	43.34	81.69	71.04	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	1632.29
M1	18.00	18.5	8.5	43.34	81.69	71.04	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	1694.84
M1	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
M2	25.00	18.5	8.5	43.34	81.69	71.04	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2570.63
T	25.50	20	10	45.24	85.28	74.15	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2636.30
T	26.00	20	10	45.24	85.28	74.15	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2701.97
A1	26.50	19	9	20.36	38.38	33.37	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2726.86
A1	27.00	19	9	20.36	38.38	33.37	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2751.75
A1	27.50	19	9	20.36	38.38	33.37	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2776.64
A1	28.00	19	9	20.36	38.38	33.37	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2801.52
A1	28.50	19	9	20.36	38.38	33.37	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2826.41
A2	29.00	20	10	20.36	38.38	33.37	1794.00	2028.97	1502.94	8.48	2851.30

Tab. 31 – Calcolo capacità portante in funzione della profondità del palo

1.9.5 VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE DI CORONAMENTO

Le sollecitazioni derivanti dai modelli geotecnici sono state utilizzate in un modello FEM, al fine di riprodurre il comportamento della trave nelle diverse combinazioni di carico. In questo modo è stato possibile valutare l'effetto dell'azione della bitta, posta nella posizione più gravosa per la trave stessa. Le verifiche strutturali sono eseguite considerando, a favore di sicurezza, la classe di calcestruzzo della trave esistente per tutta la sezione ($R_{ck} > 30$ MPa).

1.9.5.1 Sollecitazioni trave

Le sollecitazioni che sono state utilizzate per caricare la trave sono state estrapolate dai modelli geotecnici alla profondità di incastro delle paratie e dei pali con la trave di coronamento, rispettivamente alle quote - 0,53 e 0,00 m.s.l.m.m. Queste sono state applicate al modello considerando le varie eccentricità date dalla geometria. Per il calcolo del tiro sulla bitta è stata considerata la condizione peggiore delle angolazioni di ormeggio.

	Sollecitazioni modello		
	Mtot	Ttot	Ntot
SLU1	-1859.42	618.2411	-1089.802
SLU2	-1815.52	569.0111	-1016.332
SLV	-4010.13	1317.733	-1144.36
ECC	8679.212	-3431.33	-2367.532
SLER1	-1417.6	461.291	-815.0612
SLER2	-1389	429.211	-764.7312
SLEF3	-1399.62	441.121	-771.4612
SLEF4	-1406.2	448.501	-756.2912
SLEQP5	-1407.06	449.471	-757.4712

Tiri sulle bitte			
Nb	Qb	Vb	Tb
1000	2610.81	1678.20	1732.05

Tab. 32 – Sollecitazioni agenti sulla trave di coronamento

Per avere un maggior controllo sul problema sono state eseguiti due modelli con il **modello Strauss**, in base alla direzione dei carichi applicati, verso terra o verso mare. Questa discriminante comporta diverse condizioni di vincoli per i modelli. In essi è stata simulata la presenza del terreno attraverso molle elastiche. Il vincolo dato dai tiranti è stato simulato modellando elementi truss con le stesse caratteristiche del materiale dei tiranti stessi. Per il terreno le rigidezze delle molle corrispondono alle rigidezze di Winkler, determinato dal rapporto tra le sollecitazioni di taglio e i corrispondenti spostamenti lungo la lunghezza delle paratie.

I due modelli di Strauss sono così brevemente riassunti:

1.9.5.1.1 Modello 1

Il primo modello è stato caricato con le azioni agenti verso mare: spinta del terreno; sovraccarichi sulla banchina e tiri sulle bitte. Per tale motivo, sono stati modellati solo i vincoli dei tiranti. La presenza del terreno è stata considerata solo nella direzione x per tutta la lunghezza dei pali e nella direzione z solo per la parte con quota inferiore al fondale del canale ($< -15,00$ m). Nel modello sono presenti:

- La trave di coronamento e propria geometria;
- Palificata collegata alla precedente attraverso rigid link per considerare la sua eccentricità;
- Tiranti modellati con elementi truss collegati alla trave principale;
- Link caricati alternativamente per simulare il carico derivante dalle bitte.

Al modello con queste condizioni di vincolo sono state applicate le sollecitazioni per le combinazioni SLU, SLE e SLV.

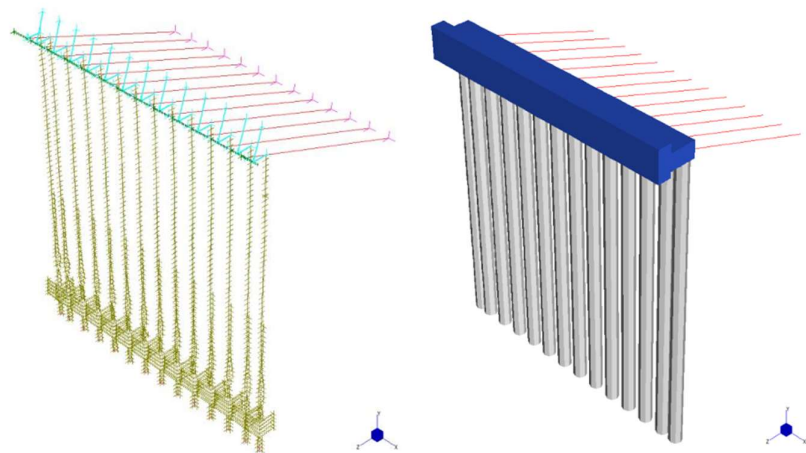


Fig. 69 – Modello 1

Le combinazioni considerate sono riportate nella tabella sottostante.

		Bitta														Altri carichi							
CASES		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	SLU1	SLU2	SLV	SLE1	SLE2	SLEF1	SLEF2	SLEQP1
1	SLU1_1	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
2	SLU1_2	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
3	SLU1_3	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
4	SLU1_4	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
5	SLU1_5	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
6	SLU1_6	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
7	SLU1_7	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
8	SLU1_8	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
9	SLU1_9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
10	SLU1_10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
11	SLU1_11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
12	SLU1_12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
13	SLU1_13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	1	0	0	0	0	0	0	0
14	SLU1_14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	1	0	0	0	0	0	0	0

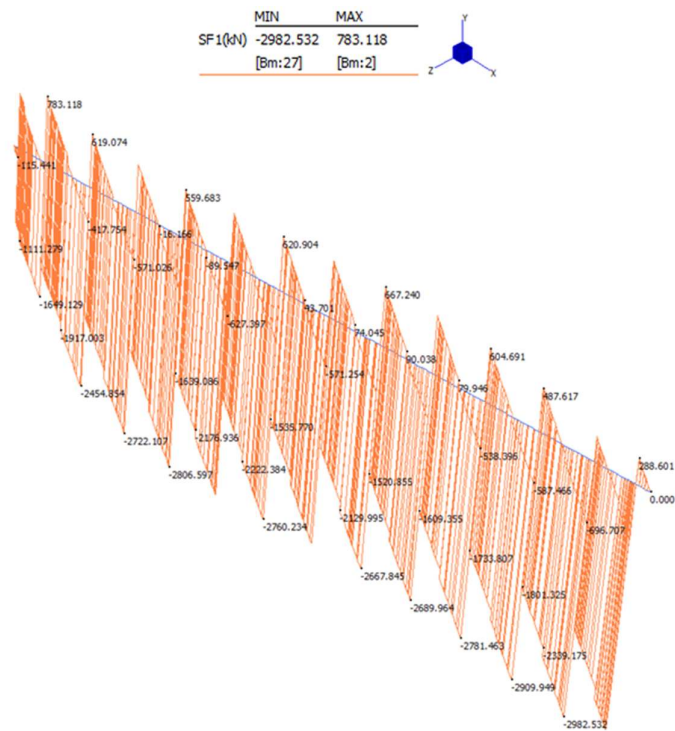
	Bitta														Altri carichi							
CASES	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	SLU1	SLU2	SLV	SLE1	SLE2	SLEF1	SLEF2	SLEQ1
15 SLU2_1	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
16 SLU2_2	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
17 SLU2_3	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
18 SLU2_4	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
19 SLU2_5	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
20 SLU2_6	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
21 SLU2_7	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
22 SLU2_8	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
23 SLU2_9	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
24 SLU2_10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
25 SLU2_11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
26 SLU2_12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
27 SLU2_13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0
28 SLU2_14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	1	0	0	0	0	0	0
29 SLV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
30 SLE1_1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
31 SLE1_2	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
32 SLE1_3	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
33 SLE1_4	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
34 SLE1_5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
35 SLE1_6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
36 SLE1_7	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
37 SLE1_8	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
38 SLE1_9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
39 SLE1_10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
40 SLE1_11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
41 SLE1_12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	1	0	0	0	0
42 SLE1_13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	0
43 SLE1_14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	1	0	0	0	0
44 SLE2_1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
45 SLE2_2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
46 SLE2_3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
47 SLE2_4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
48 SLE2_5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
49 SLE2_6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
50 SLE2_7	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
51 SLE2_8	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
52 SLE2_9	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
53 SLE2_10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
54 SLE2_11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
55 SLE2_12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
56 SLE2_13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
57 SLE2_14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0
58 SLEF3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
59 SLEF4_1	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
60 SLEF4_2	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
61 SLEF4_3	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
62 SLEF4_4	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
63 SLEF4_5	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
64 SLEF4_6	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
65 SLEF4_7	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
66 SLEF4_8	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
67 SLEF4_9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
68 SLEF4_10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
69 SLEF4_11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
70 SLEF4_12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
71 SLEF4_13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	1	0
72 SLEF4_14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	1	0
73 SLEQP	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Tab. 33 – Combinazioni di calcolo applicate alla trave

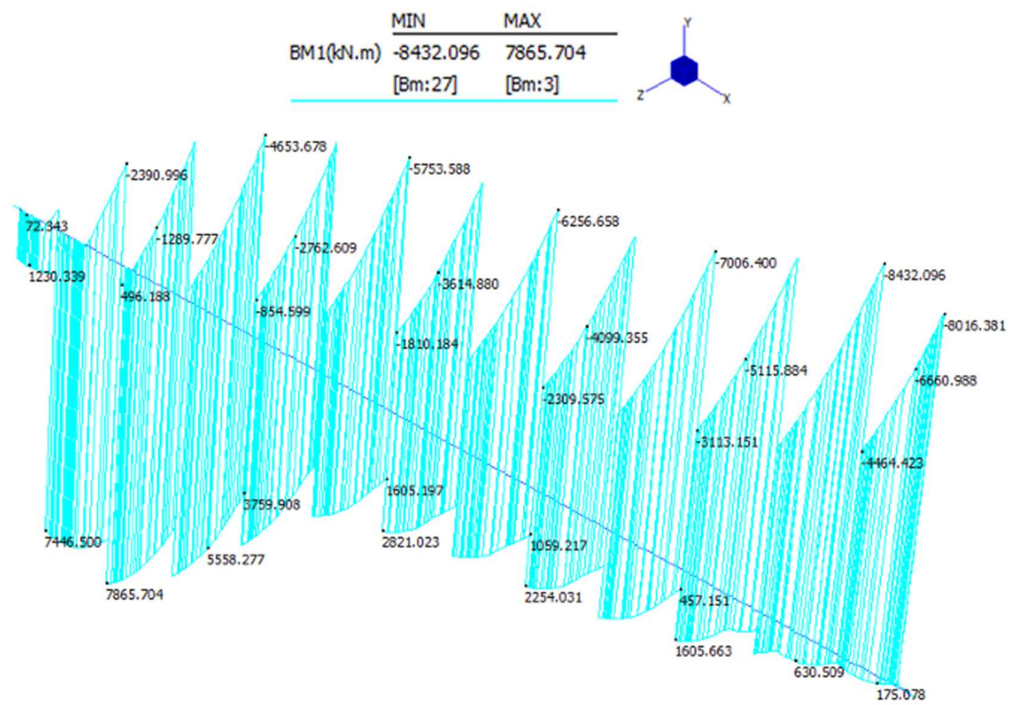
Con le soluzioni derivanti dalle combinazioni sono stati creati gli involuppi, dai quali sono state estrapolate le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni sulla trave.

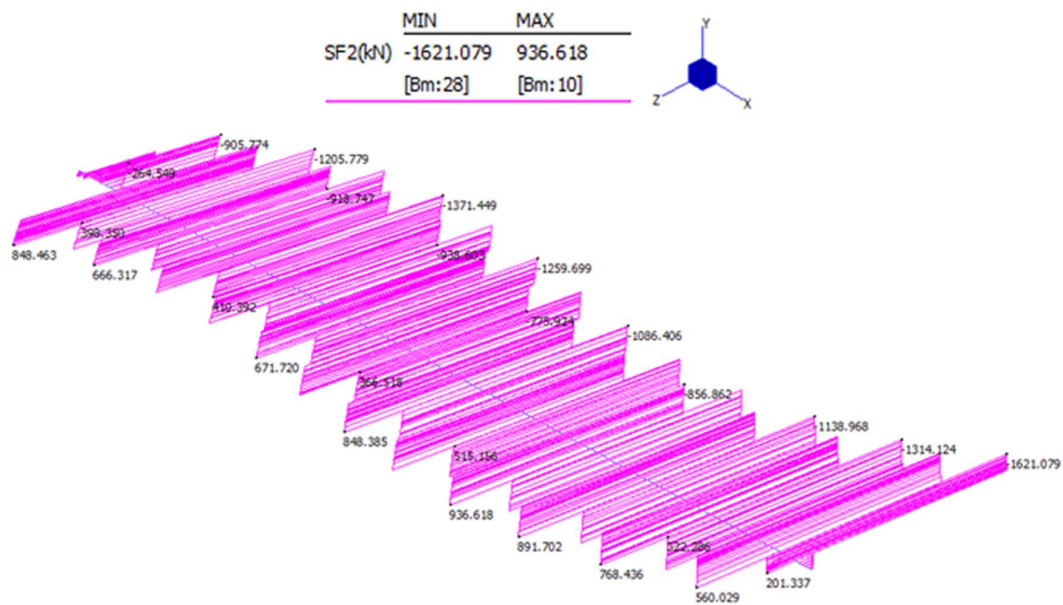
- Inviluppo Taglio1 SLU



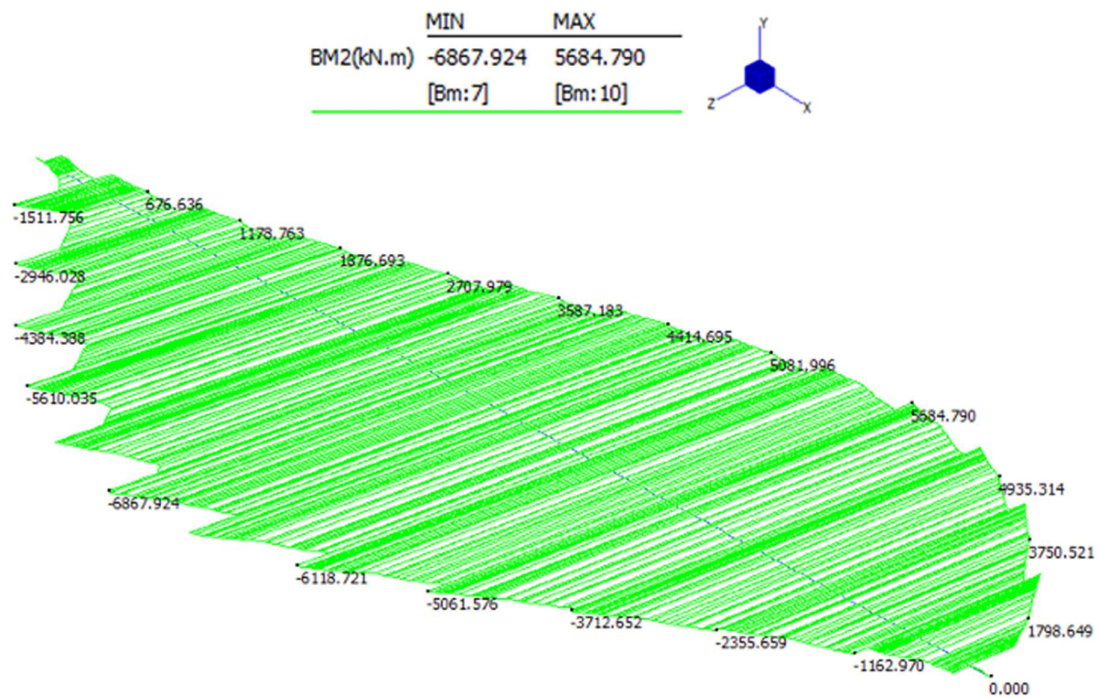
- Inviluppo Momento1 SLU



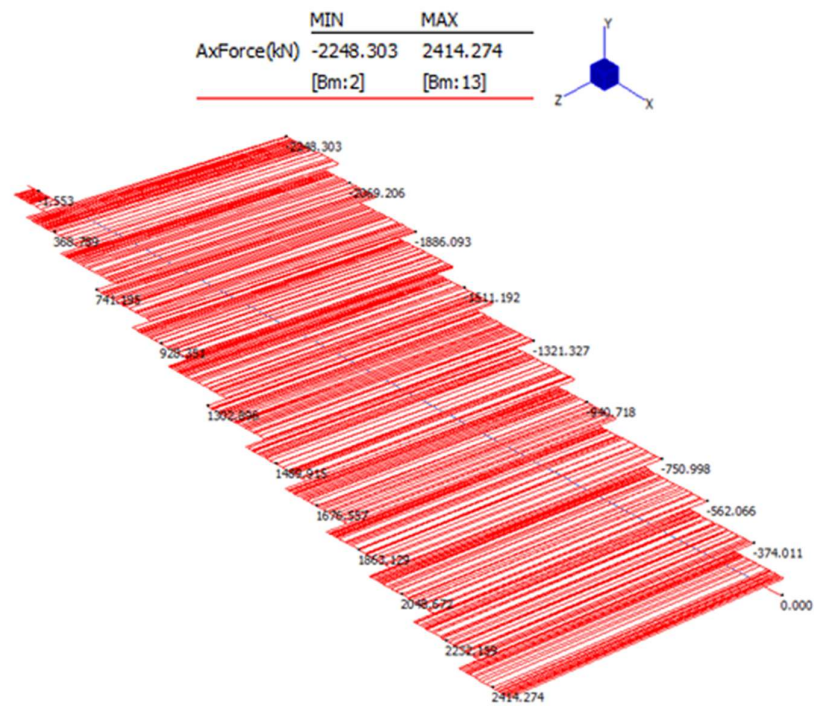
- Involuppo Taglio2 SLU



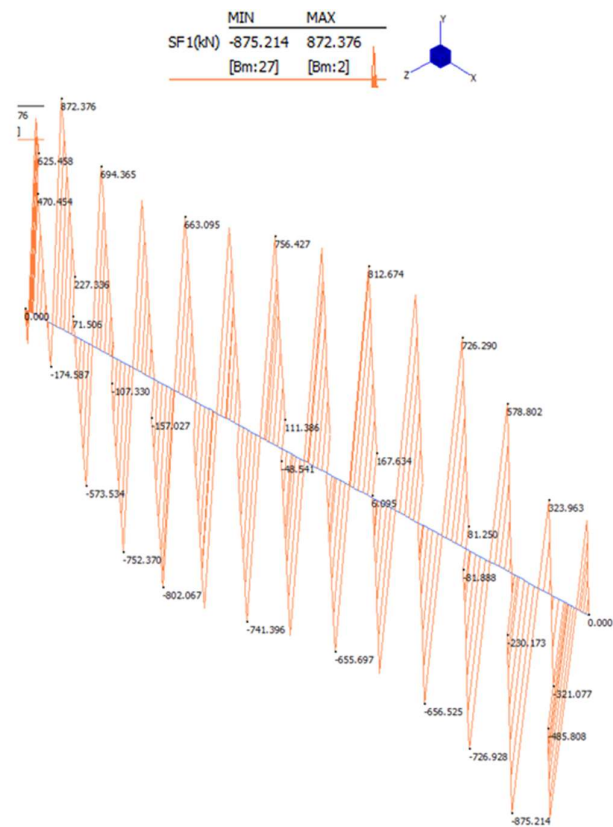
- Involuppo Momento2 SLU



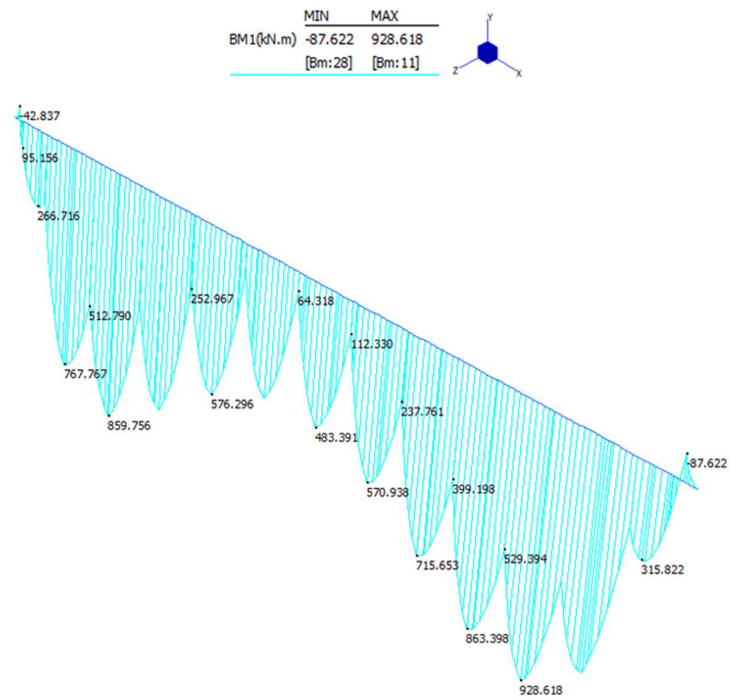
- Involuppo Sforzo normale SLU



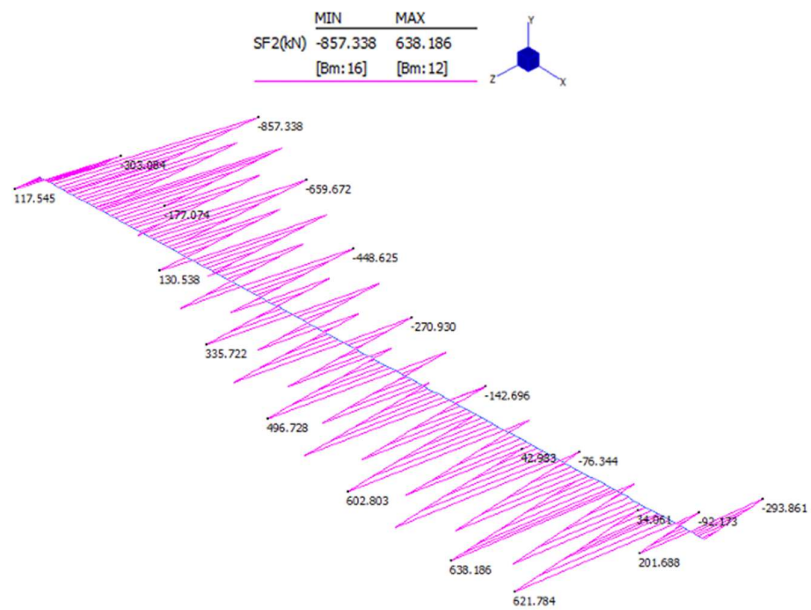
- Involuppo Taglio1 SLV



- Involuppo Momento1 SLV

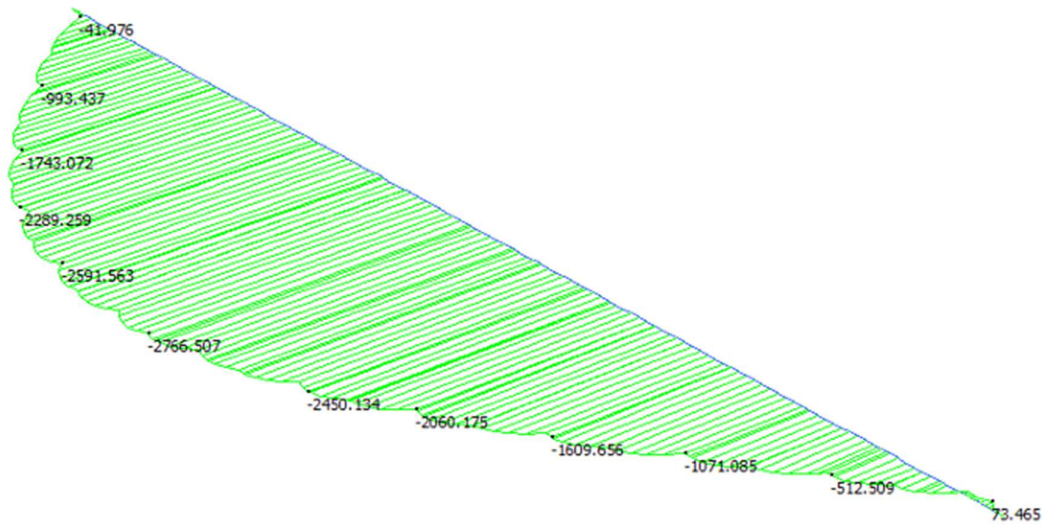
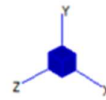


- Involuppo Taglio2 SLV



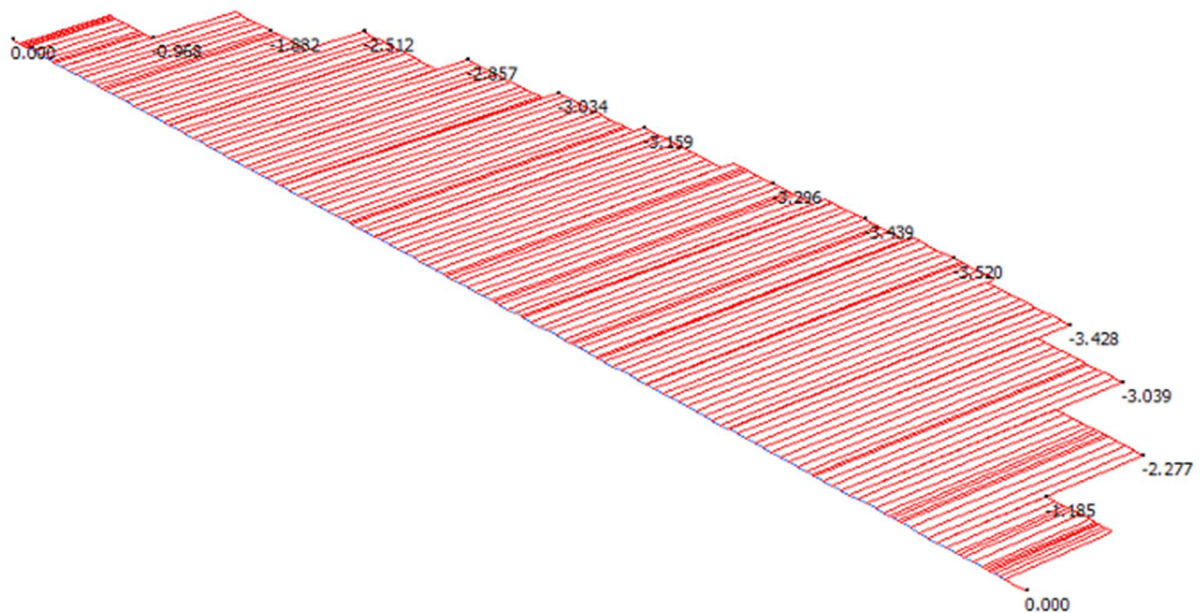
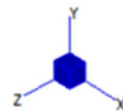
- Involuppo Momento2 SLV

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2813.021	73.465
	[Bm:21]	[Bm:14]

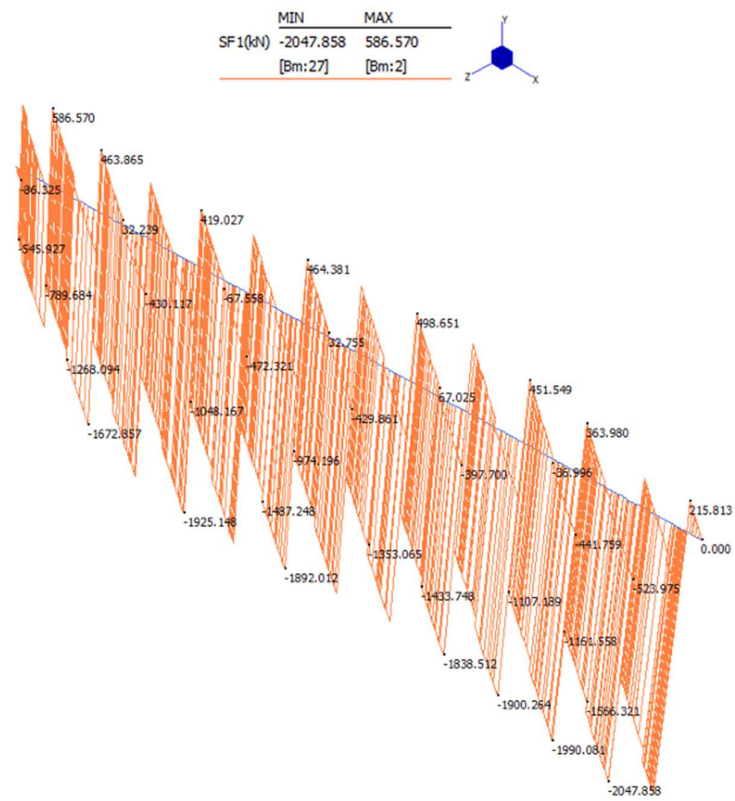


- Involuppo Sforzo normale SLV

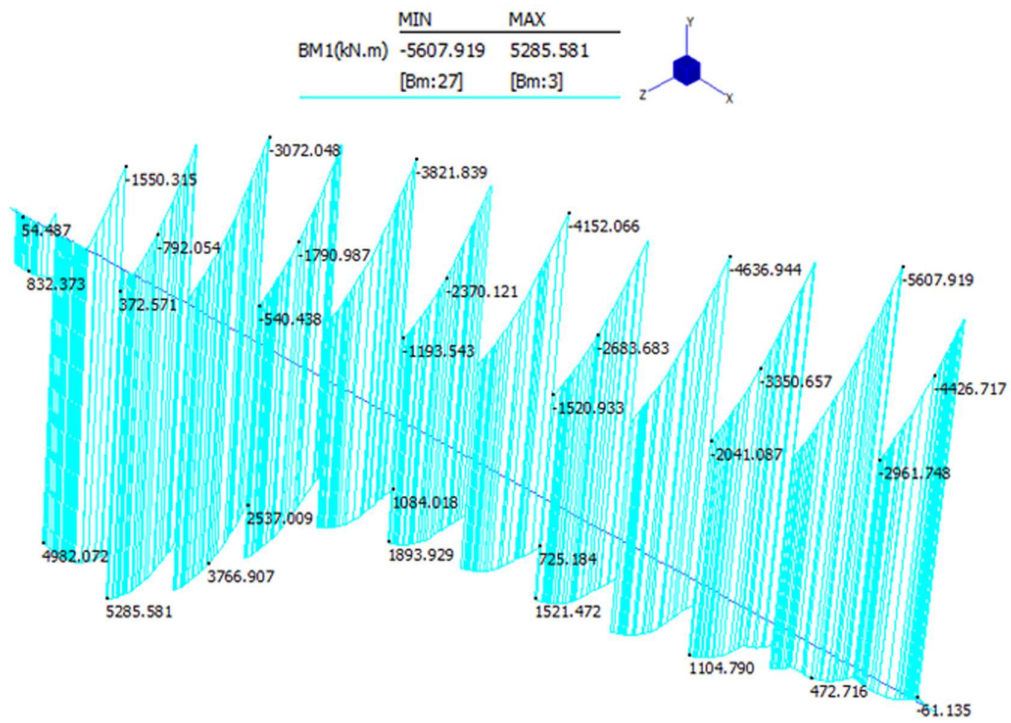
	MIN	MAX
AxForce(kN)	-3.520	0.000
	[Bm:9]	[Bm:14]



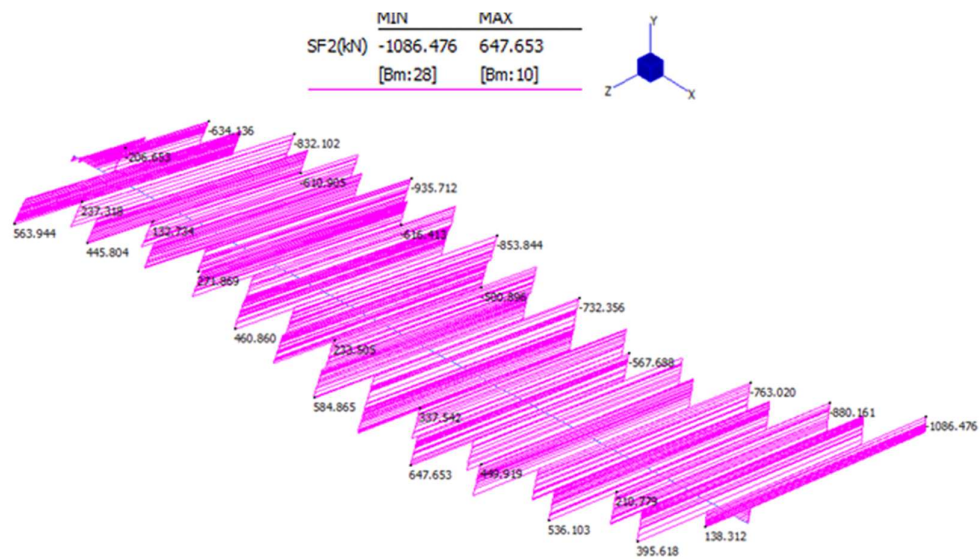
- Involuppo Taglio1 SLER



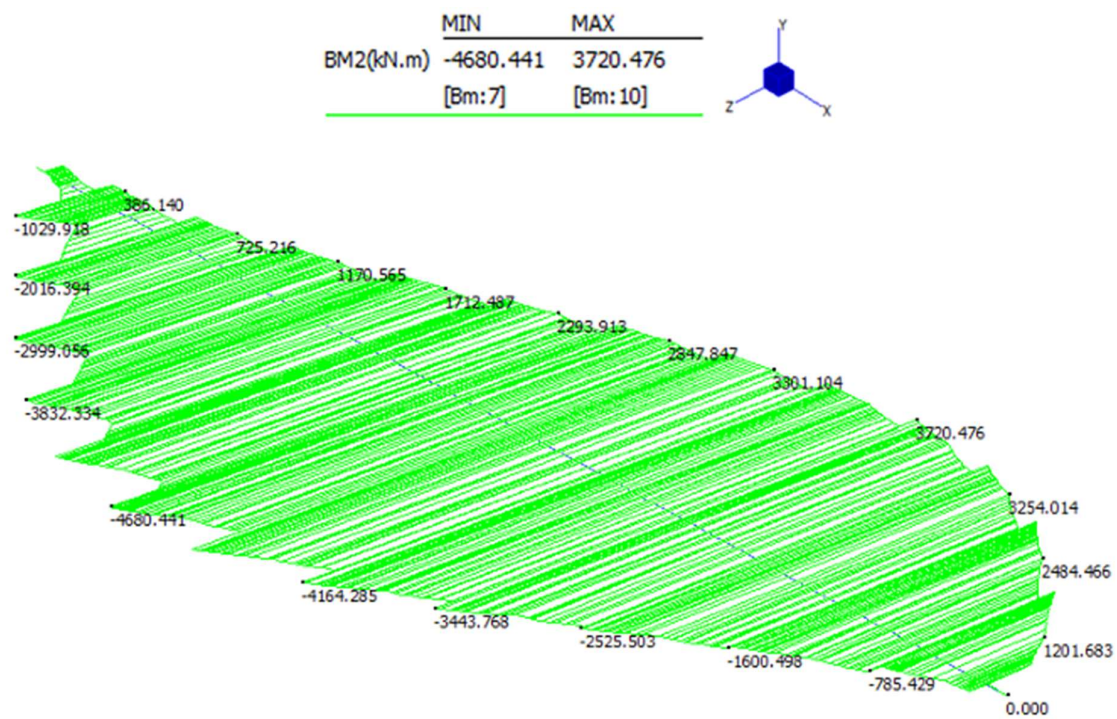
- Involuppo Momento1 SLER



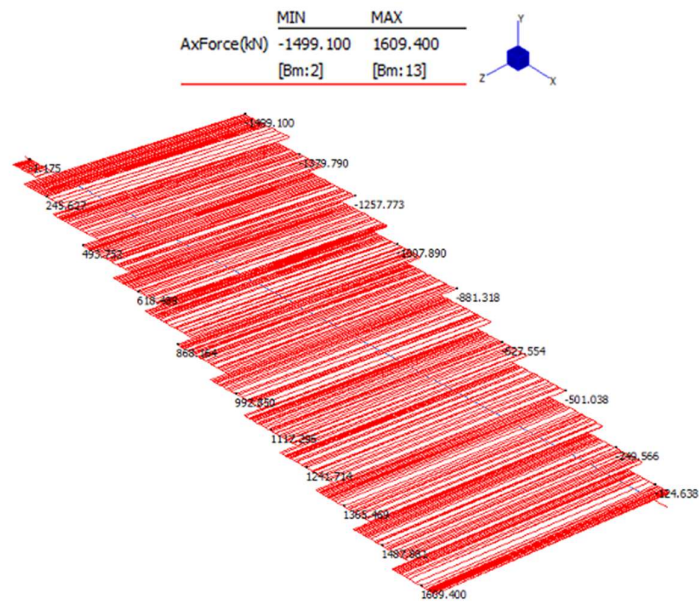
- Involuppo Taglio2 SLER



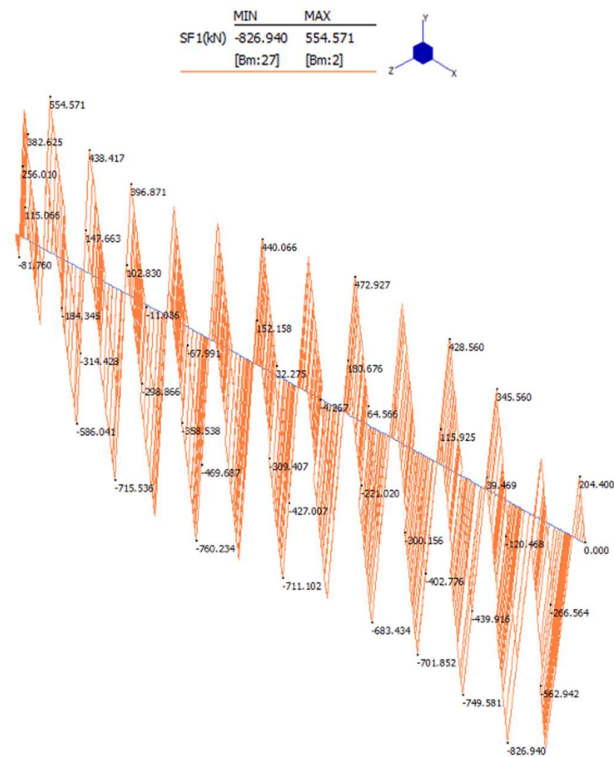
- Involuppo Momento2 SLER



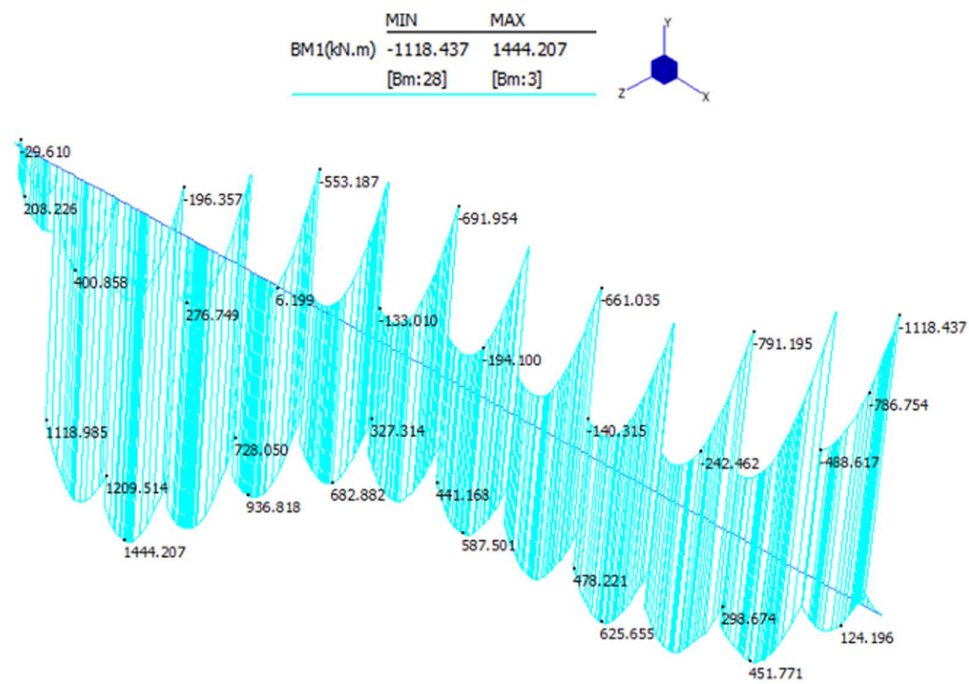
- Involuppo Sforzo normale SLER



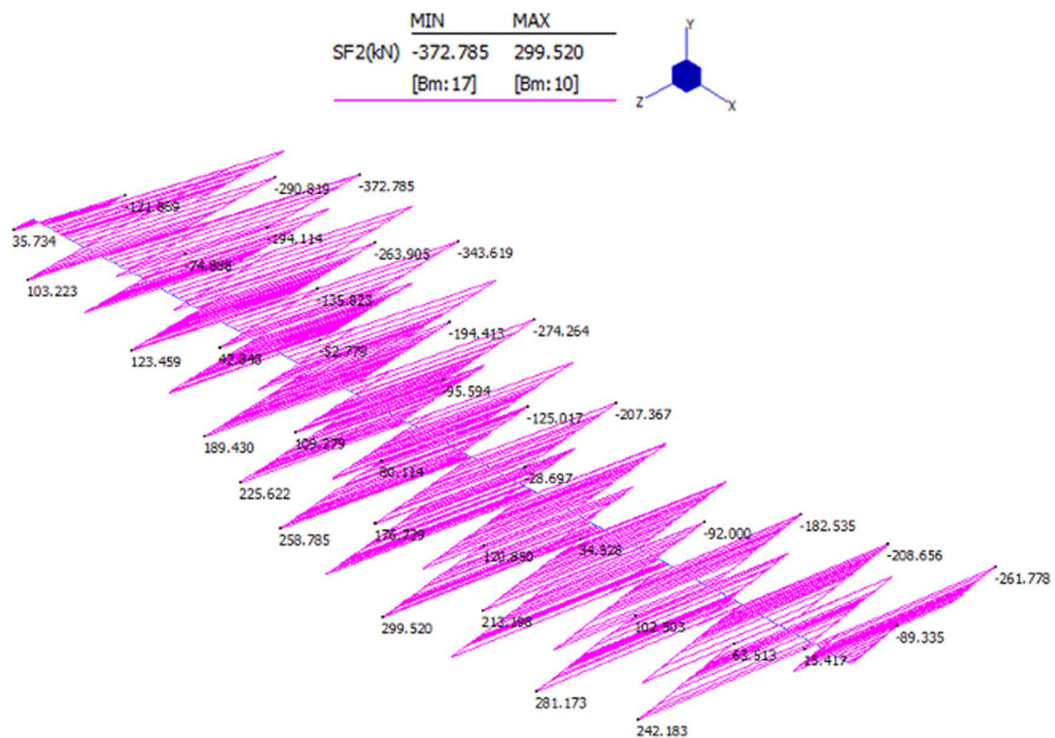
- Involuppo Taglio1 SLEF



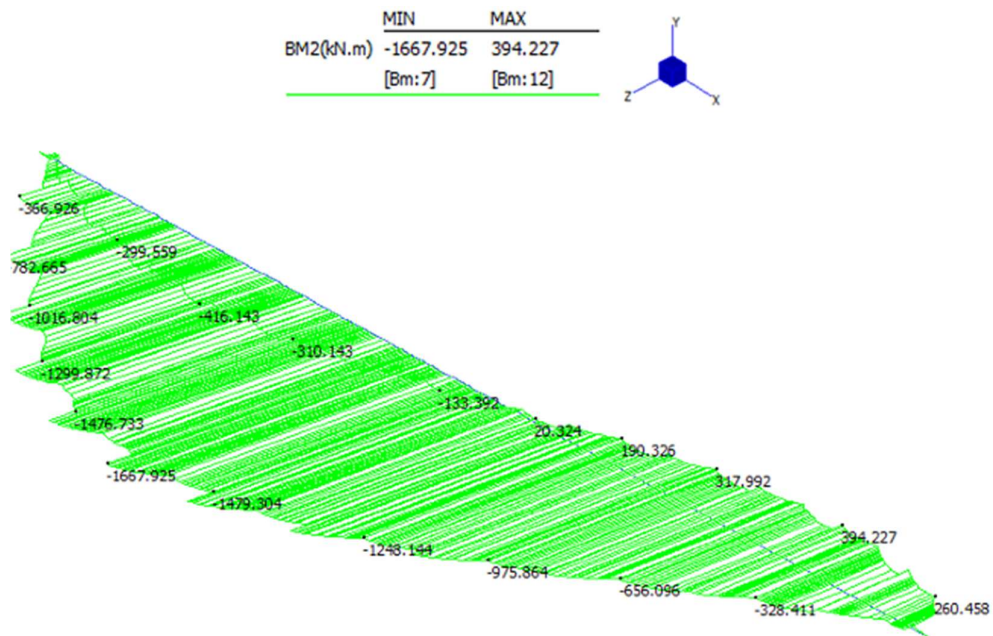
- Involuppo Momento1 SLEF



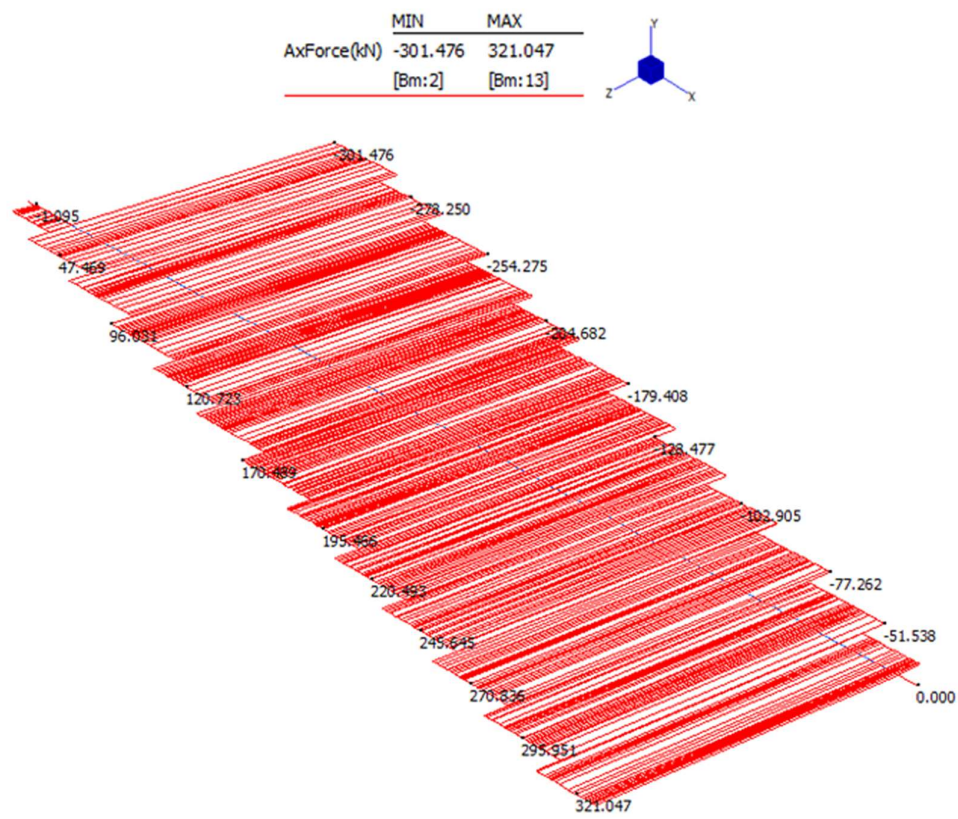
- Involuppo Taglio2 SLEF



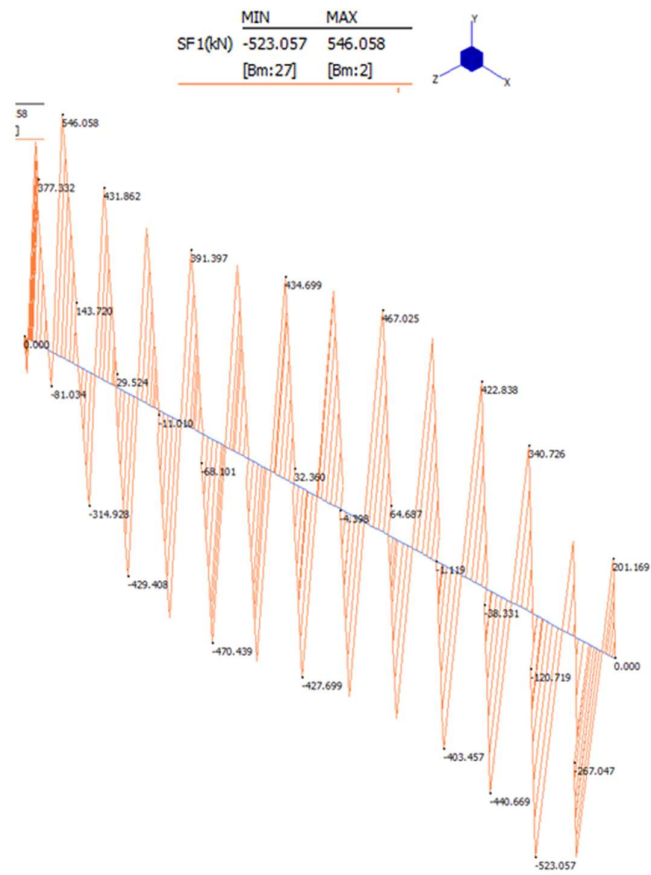
- Involuppo Momento2 SLEF



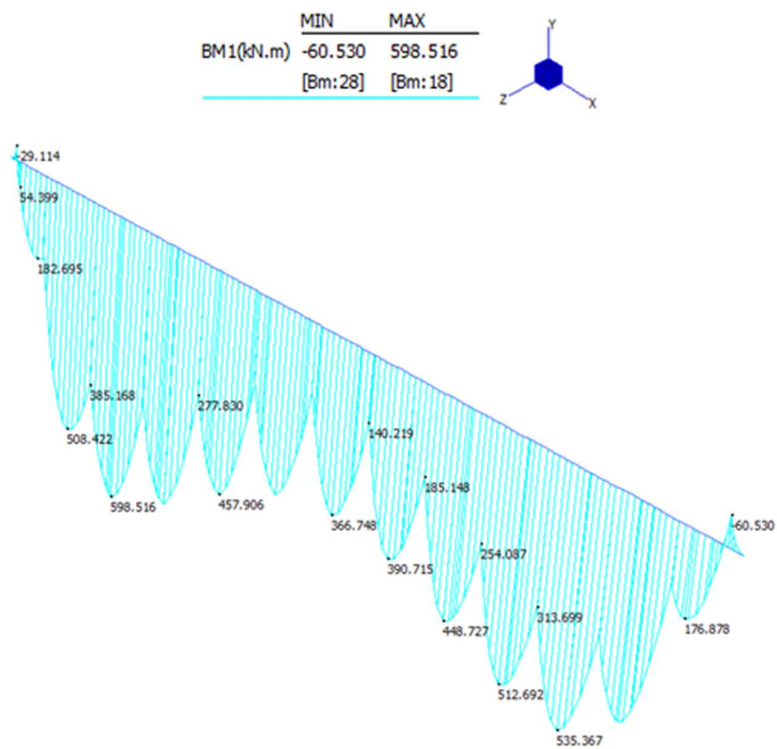
- Involuppo Sforzo normale SLEF



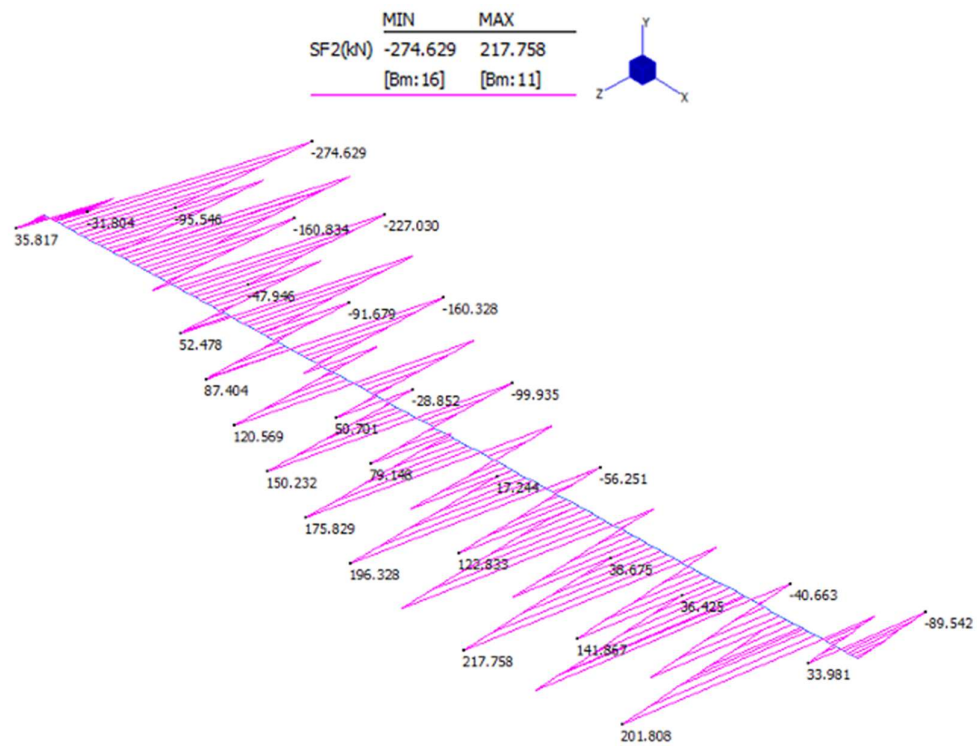
- Involuppo Taglio1 SLQP



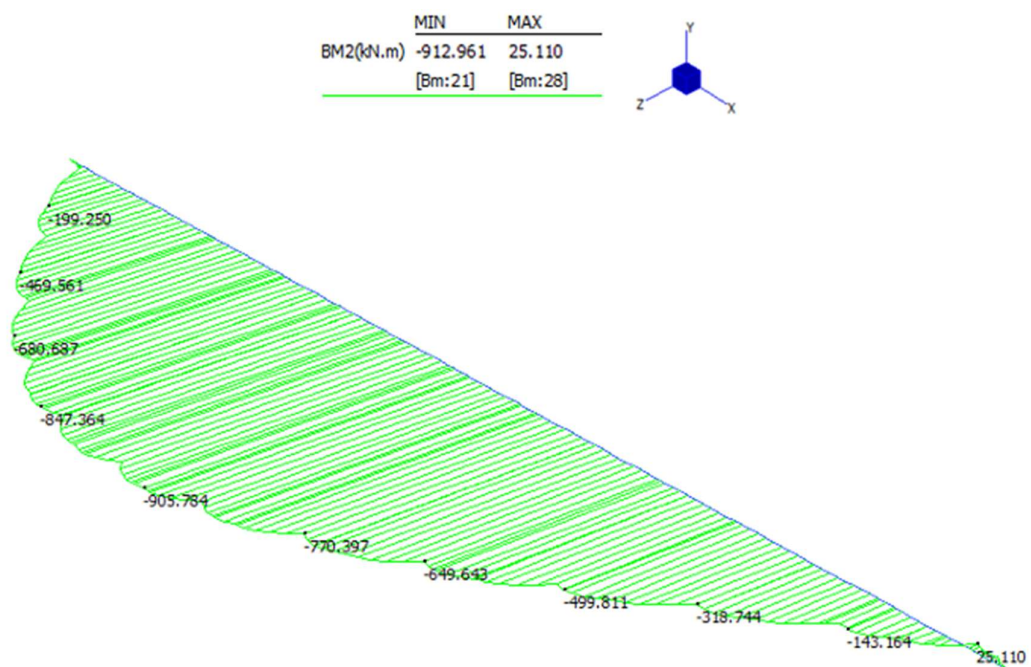
- Involuppo Momento1 SLQP



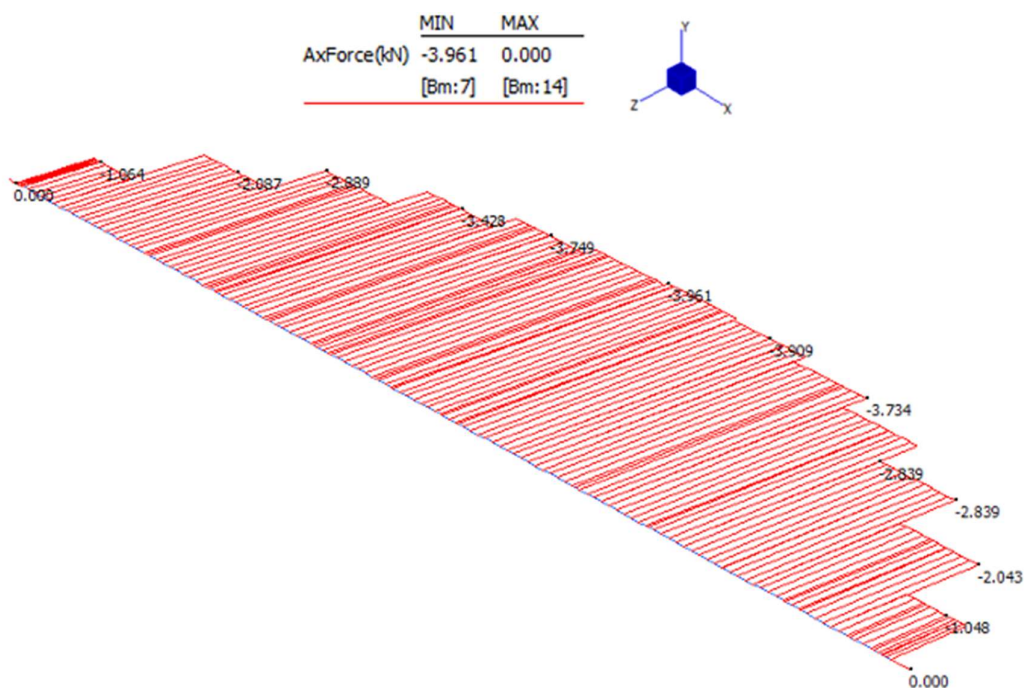
- Involuppo Taglio2 SLQP



- Involuppo Momento2 SLQP



- Involuppo Sforzo normale SLQP



1.9.5.1.2 Modello 2

Il secondo modello è stato caricato con le azioni agenti verso terra, cioè la spinta dovuta all'urto in combinazione eccezionale. Le condizioni di vincolo del modello sono state modificate rimuovendo gli elementi truss dei tiranti e applicando le molle alla Winkler per l'intera lunghezza dei pali. La normativa NTC2018 non fornisce indicazioni per gli urti dei natanti, per questo motivo ci si 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 ($0,1l \times 0,05l$ con l =lunghezza della nave) e la deviazione massima della direzione di impatto del natante, pari a 30° .

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.

Per applicare tale forza sono stati modellati elementi plate con proprietà load patch, utilizzando come beam di appoggio I profili a doppio T delle paratie. Il modello ottenuto viene mostrato nella figura sottostante.

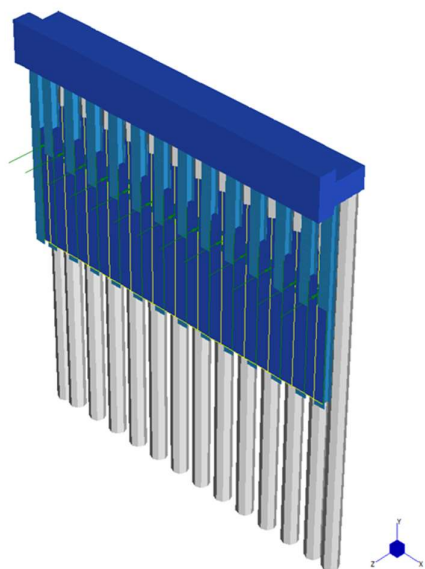
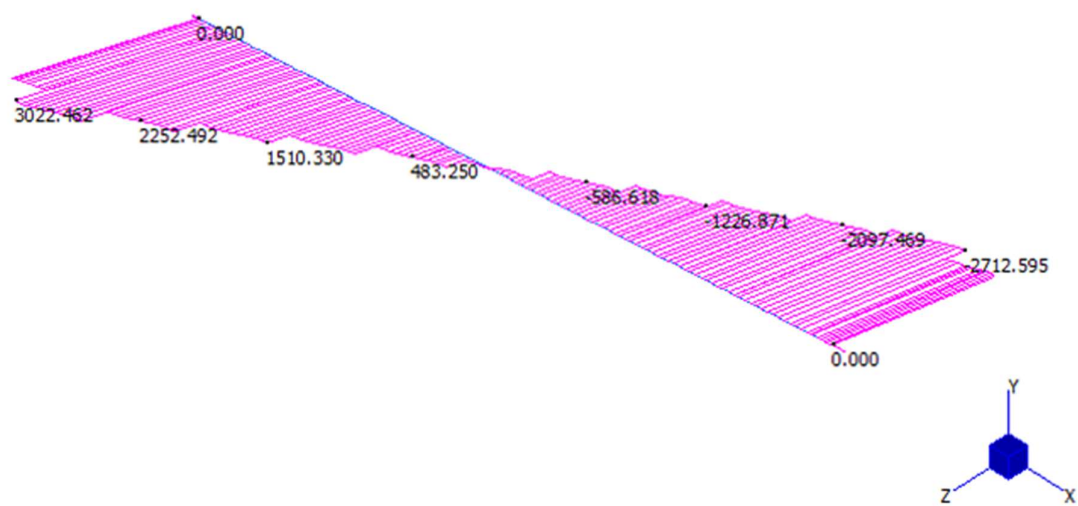


Fig. 70 – Modello 2

Dal modello si sono ricavate i seguenti diagrammi delle sollecitazioni in combinazione eccezionale.

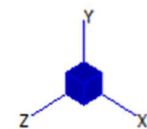
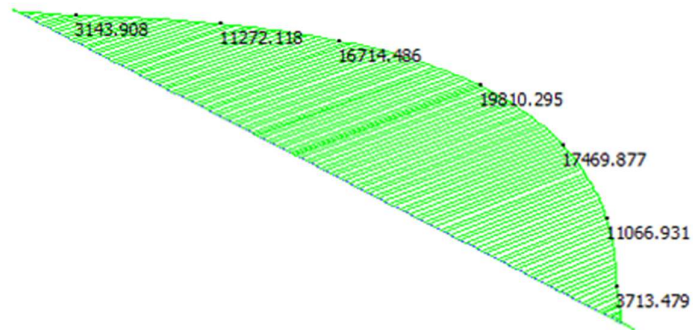
- Taglio ECC

	MIN	MAX
SF2(kN)	-2712.595	3022.462
	[Bm:27]	[Bm:2]



- Momento ECC

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.000	19810.295
	[Bm: 15]	[Bm: 7]



1.9.5.2 Verifiche nella sezione tipica

Le sollecitazioni descritte ai capitoli precedenti sono state utilizzate in sede di verifica.

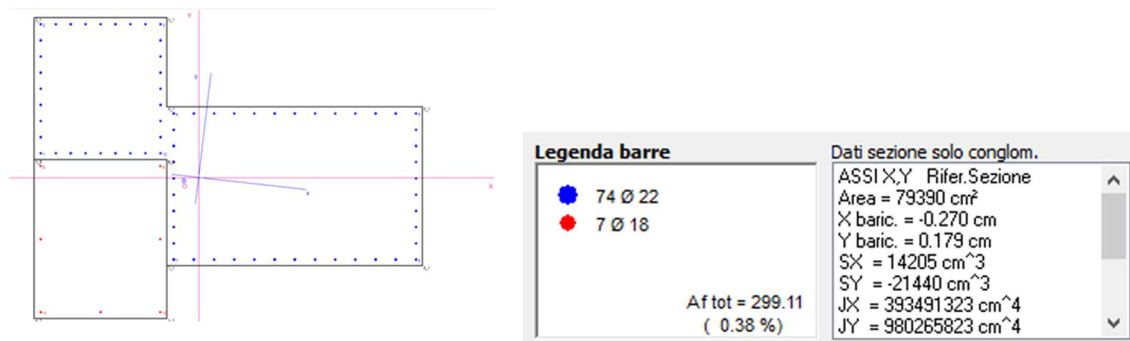


Fig. 71 – Sezione tipica e dettaglio sulle sue dimensioni

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: Trave_R02

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C45/35
Resis. compr. di calcolo fcd :	198.30 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	340772 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	32.10 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	175.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	99999.000 mm
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	175.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	140.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
CONGLOMERATO -	Classe: C25/30
Resis. compr. di calcolo fcd :	141.60 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	25.60 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	125.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	99999.000 mm
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	125.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	100.00 daN/cm ²

Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. B1*B2 : 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. B1*B2 : 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C45/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-161.00	18.00
2	-161.00	161.00
3	-31.00	161.00
4	-31.00	71.00
5	219.00	71.00
6	219.00	-89.00
7	-31.00	-89.00
8	-31.00	18.00

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-161.00	18.00
2	-31.00	18.00
3	-31.00	-142.00
4	-161.00	-142.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-154.50	24.50	22
2	-154.50	154.50	22
3	-37.50	154.50	22
4	-24.50	64.50	22
5	212.50	64.50	22
6	212.50	-82.50	22
7	-24.50	-82.50	22
8	-154.50	11.50	18
9	-37.50	11.50	18
10	-37.50	-135.50	18
11	-154.50	-135.50	18
12	-37.50	24.50	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	7	22
2	2	3	7	22

3	3	12	7	22
4	4	5	11	22
5	5	6	8	22
6	6	7	11	22
7	7	4	8	22
8	12	1	7	22
9	9	10	1	18
10	10	11	1	18
11	11	8	1	18

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-241427	-843210	568479	-298253	-162108
2	224830	786570	-294604	-164913	-99019
3	130290	-575359	-686792	-276023	-103633
4	-94071	92862	-652039	-268996	-85734
5	0	48319	-281302	75643	233836
6	0	-111228	1090934	-109362	-200671
7	0	113009	772889	85699	316706
8	0	-18417	-246511	-84780	-254248
9	0	-20993	1200138	-20661	15375

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	-160940	-560792	202419
2	137979	528558	-22866
3	-86816	-382184	-468044
4	-124171	-431981	372048

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	-32105	-111844	-6048
2	-7157	144421	-79836
3	-17049	48449	-166723

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	59852	-54178
2	0	38981	-91296

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.0 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-241427	-843210	568479	-241418	-1149059	794007	1.393
2	S	224830	786570	-294604	224813	1374424	-532293	1.764
3	S	130290	-575359	-686792	130279	-1376330	-1644529	2.374
4	S	-94071	92862	-652039	-94079	291355	-1734837	2.667
5	S	0	48319	-281302	0	322541	-1872018	6.655
6	S	0	-111228	1090934	0	-232038	2391901	2.191
7	S	0	113009	772889	0	315038	2158217	2.792
8	S	0	-18417	-246511	0	-136928	-1850849	7.508
9	S	0	-20993	1200138	0	-45855	2366589	1.972

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01050	-31.0	-142.0	0.00272	-37.5	-135.5	-0.02838	-154.5	154.5
2	0.00350	-0.00567	-31.0	161.0	0.00298	-37.5	154.5	-0.01738	-154.5	-135.5
3	0.00350	-0.00342	-161.0	-142.0	0.00318	-154.5	-135.5	-0.01233	212.5	64.5
4	0.00350	-0.01417	-161.0	161.0	0.00277	-154.5	154.5	-0.03701	212.5	-82.5
5	0.00350	-0.01293	-161.0	161.0	0.00282	-154.5	154.5	-0.03416	212.5	-82.5
6	0.00350	-0.01098	219.0	-89.0	0.00290	212.5	-82.5	-0.02968	-154.5	154.5
7	0.00350	-0.00480	219.0	71.0	0.00309	212.5	64.5	-0.01546	-154.5	-135.5
8	0.00350	-0.02486	-161.0	-142.0	0.00237	-154.5	-135.5	-0.06155	212.5	64.5
9	0.00350	-0.01031	219.0	71.0	0.00292	212.5	64.5	-0.02816	-154.5	-135.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000020322	-0.000099067	-0.009937503		
2	0.000016443	0.000063567	-0.006224576		
3	-0.000033353	-0.000016318	-0.004187093		
4	-0.000101729	0.000010333	-0.014541986		
5	-0.000094342	0.000009962	-0.013292889	0.093	0.700
6	0.000083352	-0.000008407	-0.015502265	0.105	0.700
7	0.000035590	0.000027439	-0.006242349	0.185	0.700
8	-0.000173956	-0.000000353	-0.024557124	0.054	0.700
9	0.000079414	0.000009660	-0.014577401	0.111	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	49.1	-31.0	-142.0	-3020	-154.5	154.5	8963	305	0.234	0.604
2	S	71.6	-31.0	161.0	-3553	-154.5	-135.5	4456	376	0.232	0.717
3	S	56.1	-161.0	-142.0	-2474	212.5	64.5	8811	331	0.234	0.454
4	S	41.9	219.0	-89.0	-2681	-154.5	154.5	7744	300	0.236	0.499

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.8	-161.0	-142.0	-527	-37.5	154.5	12545	325	0.233	0.058
2	S	21.4	-31.0	161.0	-1156	-154.5	-135.5	7034	384	0.248	0.151
3	S	12.4	-161.0	161.0	-687	212.5	-82.5	9111	340	0.237	0.080

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	7.6	-31.0	161.0	-385	-154.5	-135.5	8921	377	0.231	0.049
2	S	7.7	-161.0	161.0	-349	212.5	-82.5	8865	342	0.235	0.041

La **verifica a taglio** invece è stata condotta con un foglio di calcolo appositamente redatto. A favore di sicurezza la resistenza a taglio è stata affidata interamente alla sola parte retrostante della nuova sezione, in quanto più massiccia e collegata direttamente ai pali di fondazione.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018									
Caratteristiche materiali				Geometria		Armatura longitudinale tesa		Sollecitazioni	
Acciaio B450C		Calcestruzzo		d =	1550 mm	As =	4559.28 mm²	NEd =	0 kN
fyk =	450 MPa	fck =	37.35 MPa	bw =	2500 mm	Parametri		VEd =	2983 kN
ftk =	530 MPa	Rck =	45.00 MPa	Ac =	3875000 mm²	k =	1.359	Verifica senza armatura a taglio	
Es =	210000 MPa	fcm =	45.35 MPa	Armatura a taglio		vmin =	0.34	VRd =	1313.5 kN
Resistenze di calcolo		fctm =	3.35 MPa	α =	90 °	ρl =	0.001	Verifica : $\checkmark$ CS = 0.44	
fcd =	21.17 MPa	fctk (0,05) =	2.35 MPa	Asw,min =	546 mm²	σcp =	0	Verifica con armatura a taglio	
fctd (0,05) =	1.56 MPa	fctk (0,95) =	4.36 MPa	Ø =	14 mm	v =	0.5	VRsd =	3361 kN
fctd (0,95) =	2.91 MPa	Ecm =	34625 MPa	s =	250 mm	ωsw =	0.0182	VRcd =	12726 kN
fyd =	391 MPa	fctm =	4.02 MPa	n. bracci =	4.0	cotg θ =	5.14 rott. armatura	VRd =	3361 kN
Coefficienti		yc =	1.5	Asw =	616 mm²	cotg θ =	2.5	Verifica : $\checkmark$ CS = 1.12	
γs =	1.15	acc =	0.85			αc =	1		

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2018									
Caratteristiche materiali				Geometria		Armatura longitudinale tesa		Sollecitazioni	
Acciaio B450C		Calcestruzzo		d =	2450 mm	As =	3799.4 mm²	NEd =	0 kN
fyk =	450 MPa	fck =	37.35 MPa	bw =	1600 mm	Parametri		VEd =	1621 kN
ftk =	530 MPa	Rck =	45.00 MPa	Ac =	3920000 mm²	k =	1.286	Verifica senza armatura a taglio	
Es =	210000 MPa	fcm =	45.35 MPa	Armatura a taglio		vmin =	0.31	VRd =	1222.4 kN
Resistenze di calcolo		fctm =	3.35 MPa	α =	90 °	ρl =	0.001	Verifica : $\checkmark$ CS = 0.75	
fcd =	21.17 MPa	fctk (0,05) =	2.35 MPa	Asw,min =	188 mm²	σcp =	0	Verifica con armatura a taglio	
fctd (0,05) =	1.56 MPa	fctk (0,95) =	4.36 MPa	Ø =	14 mm	v =	0.5	VRsd =	2656 kN
fctd (0,95) =	2.91 MPa	Ecm =	34625 MPa	s =	250 mm	ωsw =	0.0142	VRcd =	12874 kN
fyd =	391 MPa	fctm =	4.02 MPa	n. bracci =	2.0	cotg θ =	5.84 rott. armatura	VRd =	2656 kN
Coefficienti		yc =	1.5	Asw =	308 mm²	cotg θ =	2.5	Verifica : $\checkmark$ CS = 1.63	
γs =	1.15	acc =	0.85			αc =	1		

Tab. 34 e 35 – Verifiche a taglio

Si introducono staffe Ø14/25 cm a 4 bracci resistenti al taglio nel piano 1.

Le staffe già introdotte sono sufficienti per resistere al taglio nel piano 2.

Le verifiche risultano soddisfatte in entrambi i piani di taglio.

1.9.5.2 Verifica nella sezione in corrispondenza della bitta

La verifica condotta al capitolo precedente è stata eseguita anche per la sezione in corrispondenza della bitta. Anche questa risulta soddisfatta.

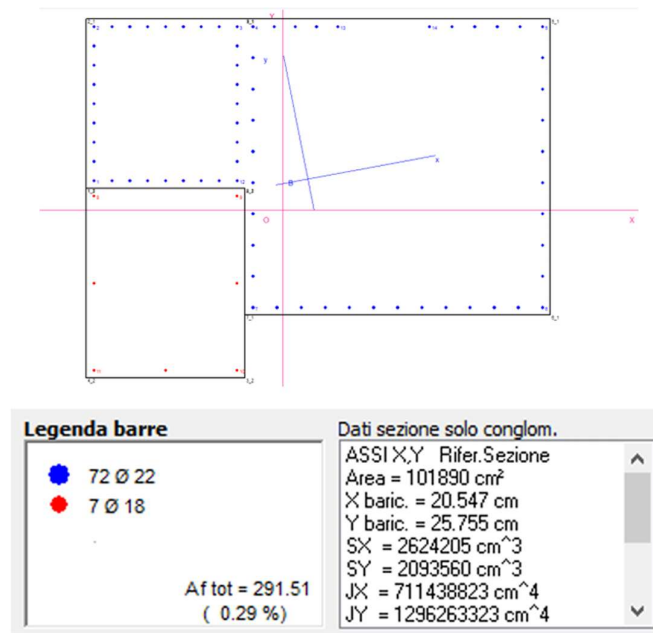


Fig. 72 – Sezione in corrispondenza della bitta e relative misure

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: Trave_R03

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C45/35
Resis. compr. di calcolo fcd :	198.30 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	340772 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	32.10 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	175.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	99999.000 mm
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	175.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	140.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
CONGLOMERATO -	Classe: C25/30
Resis. compr. di calcolo fcd :	141.60 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	25.60 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	125.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	99999.000 mm

Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 125.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 100.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef : 200000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. B1*B2 : 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. B1*B2 : 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C45/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-161.00	18.00
2	-161.00	161.00
3	-31.00	161.00
4	-30.50	161.00
5	219.00	161.00
6	219.00	-89.00
7	-31.00	-89.00
8	-31.00	18.00

DOMINIO N° 2

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-161.00	18.00
2	-31.00	18.00
3	-31.00	-142.00
4	-161.00	-142.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-154.50	24.50	22
2	-154.50	154.50	22
3	-37.50	154.50	22
4	-24.50	154.50	22
5	212.50	154.50	22
6	212.50	-82.50	22
7	-24.50	-82.50	22
8	-154.50	11.50	18
9	-37.50	11.50	18
10	-37.50	-135.50	18
11	-154.50	-135.50	18
12	-37.50	24.50	22
13	45.00	154.50	22
14	120.00	154.50	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.

N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
 N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
 Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	2	7	22
2	2	3	7	22
3	4	5	1	0.10
4	5	6	8	22
5	6	7	11	22
6	7	4	8	22
7	12	1	7	22
8	9	10	1	18
9	10	11	1	18
10	11	8	1	18
11	3	12	7	22
12	4	13	3	22
13	14	5	4	22

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-241427	-843210	568479	-298253	-162108
2	224830	786570	-294604	-164913	-99019
3	130290	-575359	-686792	-276023	-103633
4	-94071	92862	-652039	-268996	-85734
5	0	48319	-281302	75643	233836
6	0	-111228	1090934	-109362	-200671
7	0	113009	772889	85699	316706
8	0	-18417	-246511	-84780	-254248
9	0	-20993	1200138	-20661	15375

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	-160940	-560792	202419
2	137979	528558	-22866
3	-86816	-382184	-468044
4	-124171	-431981	372048

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	-32105	-111844	-6048
2	-7157	144421	-79836
3	-17049	48449	-166723

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	59852	-54178
2	0	38981	-91296

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.8 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata		
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)		
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia		
My	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia		
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)		
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia		
My ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia		
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)		
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000		

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-241427	-843210	568479	-241422	-1455650	985280	1.781
2	S	224830	786570	-294604	224840	1584417	-613701	2.030
3	S	130290	-575359	-686792	130313	-1513211	-1820346	2.622
4	S	-94071	92862	-652039	-94060	259021	-1605867	2.436
5	S	0	48319	-281302	0	300247	-1756669	6.244
6	S	0	-111228	1090934	0	-249676	2334597	2.141
7	S	0	113009	772889	0	332013	2294705	2.968
8	S	0	-18417	-246511	0	-142789	-1824358	7.403
9	S	0	-20993	1200138	0	-36136	2340558	1.950

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione		
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace		
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)		
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)		
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)		
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)		
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)		

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00762	219.0	-89.0	0.00290	212.5	-82.5	-0.02184	-154.5	154.5
2	0.00350	-0.00860	-161.0	161.0	0.00285	-154.5	154.5	-0.02410	-37.5	-135.5
3	0.00350	-0.00303	-161.0	-142.0	0.00321	-154.5	-135.5	-0.01144	212.5	154.5
4	0.00350	-0.02400	-161.0	161.0	0.00239	-154.5	154.5	-0.05956	212.5	-82.5
5	0.00350	-0.02106	-161.0	161.0	0.00251	-154.5	154.5	-0.05281	212.5	-82.5
6	0.00350	-0.01295	219.0	161.0	0.00283	212.5	154.5	-0.03421	-154.5	-135.5
7	0.00350	-0.00624	219.0	161.0	0.00308	212.5	154.5	-0.01880	-154.5	-135.5
8	0.00350	-0.01368	-161.0	-142.0	0.00280	-154.5	-135.5	-0.03590	212.5	154.5
9	0.00350	-0.00973	219.0	161.0	0.00295	212.5	154.5	-0.02682	-154.5	-135.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.		
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.		
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.		
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)		
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue		

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000021432	-0.000071208	-0.007531017		
2	-0.000010824	0.000088572	-0.012502716		
3	-0.000020265	-0.000024845	-0.003290625		
4	-0.000166248	0.000003960	-0.023903564		

5	-0.000148178	0.000003973	-0.020996284	0.062	0.700
6	0.000092958	0.000010076	-0.018479885	0.093	0.700
7	0.000041877	0.000022455	-0.009286270	0.157	0.700
8	-0.000099685	-0.000007297	-0.013585439	0.089	0.700
9	0.000070329	0.000013678	-0.014104132	0.115	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata				
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]				
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)				
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)				
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]				
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)				
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)				
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre				
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm				
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni				
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm				

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	40.3	219.0	-89.0	-2480	-154.5	154.5	13453	326	0.236	0.399
2	S	37.1	-161.0	161.0	-2065	-37.5	-135.5	9783	397	0.230	0.278
3	S	51.6	-161.0	-142.0	-2494	212.5	154.5	9538	362	0.236	0.307
4	S	43.0	219.0	-89.0	-2103	-154.5	154.5	13118	322	0.237	0.283

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	7.9	-31.0	-142.0	-466	-154.5	154.5	13892	330	0.234	0.052
2	S	15.5	-161.0	161.0	-777	212.5	-82.5	10354	390	0.235	0.103
3	S	10.0	-161.0	161.0	-739	212.5	-82.5	10046	378	0.238	0.095

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	7.5	-161.0	161.0	-346	212.5	-82.5	9233	391	0.236	0.046
2	S	6.5	-161.0	161.0	-381	212.5	-82.5	10115	389	0.237	0.050

1.9.5.3 Verifica locale nella zona della bitta

○ Verifica ad estrazione della bitta

L'estrazione viene verificata con la forza di adesione tra acciaio e calcestruzzo, trascurando a favore di sicurezza, i monconi di sollevamento. Per una classe di resistenza del calcestruzzo pari a C35/45 la tensione di aderenza con l'acciaio liscio è pari a $f_{bd}=1,4$ MPa. Essendo posizionate nella zona compressa della sezione si considera una condizione di buona aderenza. Si ottiene così una resistenza pari a:

$$F_{b,Rd} = (d \cdot \pi \cdot h) \cdot f_{bd} = (600 \cdot \pi \cdot 1000) \cdot 1,4 \cdot 1000 = 2637,6 \text{ kN}$$

La forza di estrazione della bitta è pari a 1678,20 kN, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

○ Verifica di resistenza del calcestruzzo

La verifica di resistenza del calcestruzzo si esegue considerando una distribuzione delle tensioni come indicato nella CNR 10025/84 per i plinti a bicchiere.

$$F'_{sd} = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{sd}}{l_p} + \frac{11}{12} V_{sd} \right) \leq F'_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_p \cdot l_p$$

$$F'_{sd} = 4564,07 \text{ kN} \leq F'_{Rd} = 4759,2 \text{ kN}$$

$$F'_{sd} = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{sd}}{l_p} + \frac{3}{12} V_{sd} \right) \leq F'_{Rd} = \alpha_1 \cdot N_{sd} + \alpha_2 \cdot f_{cd} \cdot b_p \cdot l_p$$

$$F_{sd} = 2832,02 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 4283,82 \text{ kN}$$

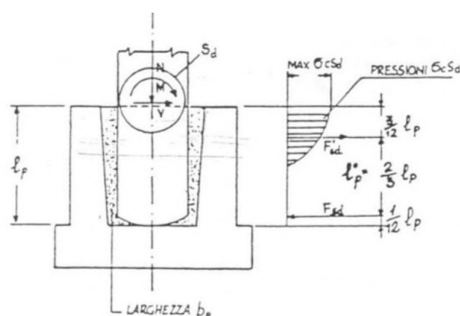


Fig. 73 – Sezione laterale della bitta

Nelle verifiche è stata utilizzata una sollecitazione flettente data dalla sollecitazione di taglio (1732,05 kN) agente con un braccio pari a 0,84 m. I coefficienti utilizzati sono riportati nella tabella sottostante.

α	0.30
α_1	0.30
α_2	0.27

La verifica risulta soddisfatta. Essendo una zona soggetta a compressioni localizzate per il calcestruzzo si introduce l'armatura di frettaggio indicata dal produttore della bitta.

○ Resistenza delle armature

L'armatura longitudinale alla forza N_b pari a 1500 kN, consiste in 22Ø14+10Ø24. L'armatura corrisponde ad un'area di 7906,52 mm². La resistenza fornita dall'armatura B450C è di 3091,45 kN.

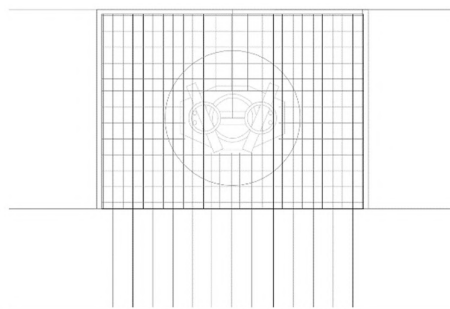


Fig. 74 – Posizione armatura longitudinale alla forza N_b nella bitta

L'armatura longitudinale alla forza T_b pari a 2598,08 kN, consiste in 10Ø22+10Ø24+13Ø22. L'armatura corrisponde ad un'area di 13260,22 mm². La resistenza fornita dall'armatura B450C è di 5184,75 kN.

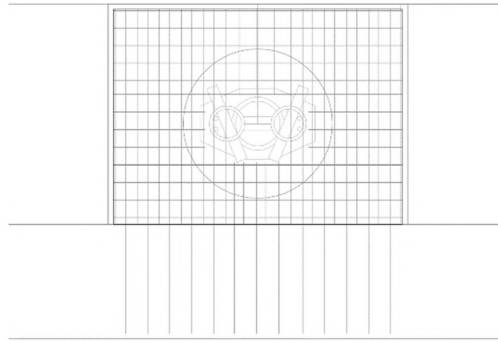


Fig. 75 – Posizione armatura longitudinale alla forza T_b nella bitta

L'armatura predisposta risulta sufficiente in relazione alle sollecitazioni agenti.

1.9.5.4 Dimensionamento dei connettori di collegamento

La trave esistente viene solidarizzata al nuovo getto attraverso barre incollate all'interno della vecchia sezione e annegate nel nuovo getto. La sollecitazione agente sui connettori è stata determinata attraverso le massime sollecitazioni di taglio derivanti dai modelli agli elementi finiti, utilizzando la formula di Jourawski.

$$T_{1max,SLU} = 2982,53 \text{ kN}$$

$$T_{2max,SLU} = 1621,08 \text{ kN}$$

$$J_y = 907064167 \text{ cm}^4$$

$$J_x = 299964167 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = 2247698,8 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 3770804,7 \text{ cm}^3$$

$$\tau_1/m = \frac{T_1 \cdot S_1}{J_1} = 739,07 \text{ kN/m}$$

$$\tau_2/m = \frac{T_2 \cdot S_2}{J_2} = 2037,8 \text{ kN/m}$$

I connettori sono stati verificati con un foglio di calcolo appositamente redatto.

Caratteristiche connettori

diametro pioli
 altezza
 resistenza cilindrica cls
 modulo elastico cls
 res. ultima a traz. acciaio pioli

dp =	22	mm
hsc =	300	mm
fck =	25.00	Mpa
Ec =	31476	Mpa
ft =	391	Mpa
hsc/dp =	13.64	
α =	1.00	

Resistenza connettori

PRd,a =	95.12	kN
PRd,c =	99.61	kN
PRd,min =	95.12	kN, SLU
0.6 PRd,min =	57.07	kN, SLE

file	3
passo	25 cm
pioli a metro	4

Resistenza totale

RT1-----> **1141.5 kN**

Caratteristiche connettori

diametro pioli
 altezza
 resistenza cilindrica cls
 modulo elastico cls
 res. ultima a traz. acciaio pioli

dp =	22	mm
hsc =	300	mm
fck =	25.00	Mpa
Ec =	31476	Mpa
ft =	391	Mpa
hsc/dp =	13.64	
α =	1.00	

Resistenza connettori

PRd,a =	95.12	kN
PRd,c =	99.61	kN
PRd,min =	95.12	kN, SLU
0.6 PRd,min =	57.07	kN, SLE

file	4
passo	25 cm
pioli a metro	5

Resistenza
 R-----> **1902.5 kN**

Resistenza finale**Caratteristiche barre passanti**

diametro
 altezza
 resistenza cilindrica cls
 modulo elastico cls
 res. ultima a traz. acciaio

dp =	14	mm
hsc =	1000	mm
fck =	25.00	Mpa
Ec =	31476	Mpa
ft =	391	Mpa
hsc/dp =	71.43	
α =	1.00	

Resistenza connettori

PRd,a =	38.52	kN
PRd,c =	40.34	kN
PRd,min =	38.52	kN, SLU
0.6 PRd,min =	23.11	kN, SLE

file	4
passo	25 cm
ferri a metro	5

Resistenza
 R-----> **770.4**

RT2 -----> **2672.9 kN**

Nella sezione caratterizzata dalla sollecitazione di taglio derivante dal taglio nel piano 2 è stata considerata resistente anche l'armatura di collegamento introdotta nel nuovo getto.

Disponendo 3Ø22 superiormente e 4 Ø22 nel lato della sezione esistente, le verifiche risultano soddisfatte.

1.9.5.5 Dimensionamento del giunto tra le travi – ritiro

Al fine di considerare l'effetto del ritiro e della dilatazione termica, la trave nuova viene spazzata in conci di lunghezza pari a 24 m. Tra ogni trave si prevede un giunto largo 10 cm. Di seguito si riporta il calcolo della deformazione massima per ritiro calcolata con un foglio di calcolo.

ritiro			
età del calcestruzzo al momento del calcolo	t =	18000 giorni	600.0 mesi 50.00 anni
età del calcestruzzo all'inizio del processo di ritiro	ts =	0 giorni	
umidità relativa (40% < RH < 99% = immerso in acqua)	UR =	80%	
tipo di calcestruzzo (S,N,R, RS)	tipo =	N	indurimento normale
resistenza cubica a compressione del calcestruzzo	Rck =	45 N/mm ²	
resistenza cilindrica del calcestruzzo	fck =	37 N/mm ²	
classe del calcestruzzo		C37/45	
area sezione	A =	6.23 m ²	
perimetro esposto all'aria	u =	10.53 m	
ritiro per essiccamento			
resistenza media a compressione a 28 gg.	fcm =	45 Mpa	
dimensione fittizia	h0 =	1.183 m =	1183.286 mm
coefficiente kh dipendente da h0 secondo prospetto 3.3	kh =	0.700	prospetto 3.3
durata effettiva di ritiro	t - ts =	18000 giorni	
coefficiente bds per lo sviluppo del ritiro nel tempo	βds (t-ts) =	0.917050242	formula 3.10
coefficiente ads1, che dipende dal tipo di cemento	αds1 =	4	
coefficiente ads1, che dipende dal tipo di cemento	αds2 =	0.12	
fcm0	fcm0 =	10 Mpa	
coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa	βRH =	0.7564	formula B.12
deformazione di base dovuta al ritiro per essiccamento	εcd0 =	0.000246247	formula B.11
ritiro per essiccamento al tempo t	εcd(t) =	0.000158075	formula 3.9
ritiro autogeno			
parametro rappresentativo della resistenza del calcestruzzo	αca(∞) =	0.000068375	formula 3.12
parametro rappresentativo del fattore tempo	βas(t) =	1	formula 3.13
ritiro autogeno al tempo t	εca(t) =	6.8375E-05	formula 3.11
ritiro complessivo al tempo t			
ritiro complessivo al tempo t (r_essica+r_autogeno)	εcs(t) =	0.00022645	

Lunghezza	24
Accorciamento	0.005 m
Modulo elastico	34625
Sigma	7.840822 Mpa
F_ritiro	48848.32 kN

Tab. 36 – Verifiche del giunto tra le travi

L'accorciamento totale di una trave lunga 24 m è pari a 5 mm, quindi il giunto è ampiamente verificato al ritiro. La sollecitazione derivante dal ritiro è stata convertita in un carico termico equivalente che è stato utilizzato per valutare la deformazione attraverso il modello agli elementi finiti.

$$\Delta T = \Delta L / (\alpha L) = 23^{\circ}\text{C}$$

Con la deformazione precedente e la formula indicata si ottiene un carico termico equivalente di circa 23°C. La deformazione del modello risulta anche inferiore per presenza dei pali che si oppongono allo spostamento della trave.

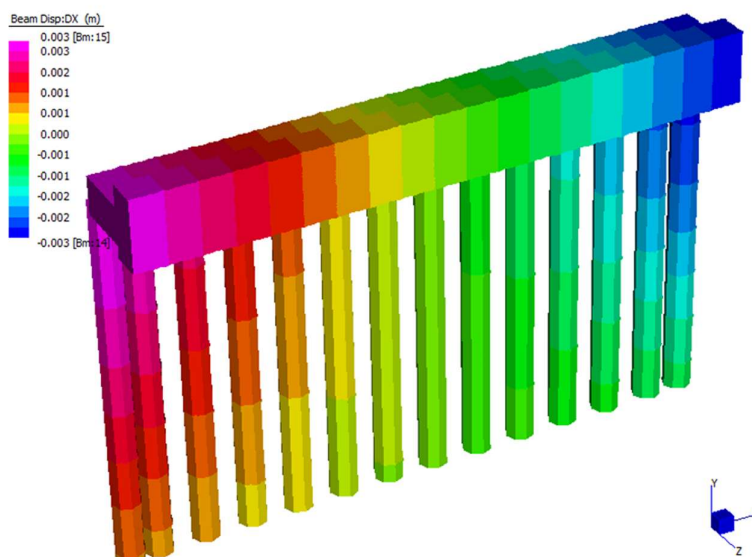


Fig. 76 – Modello agli elementi finiti del ritiro della trave

2. CANTIERIZZAZIONE

2.1 Organizzazione di cantiere

La pianificazione è la previsione e lo studio delle modalità operative che permettono di passare dal progetto al prodotto, ottimizzando i tempi, i costi e le risorse. Viene definita anche come una sequenza di eventi interconnessi tra loro, che avviene in due momenti della progettazione: in fase progettuale e in fase operativa di cantiere. La pianificazione progettuale ha la funzione principale di individuare i legami spazio-temporali delle attività, della sicurezza, della manutenzione e della pianificazione finanziaria del committente. Quella invece di tipo operativa comprende tutti i passaggi necessari alla messa in opera dei componenti e alla realizzazione dei manufatti. Con la pianificazione risulta necessario conoscere nel dettaglio il progetto e tutti i processi che lo compongono.

2.1.1 Che cos'è il cantiere

Il cantiere è essenzialmente un luogo di lavoro temporaneo e può essere descritto come un'installazione provvisoria o transitoria la cui durata, funzionale alla realizzazione del progetto di ingegneria, è pari al decorso dei lavori. Come appena detto, è il luogo in cui si effettuano varie tipologie di lavori di ingegneria civile come quelli già elencati in precedenza, tra cui: lavori di demolizione, costruzione, manutenzione, ristrutturazione, ripristino, conservazione e risanamento, rinnovamento o smantellamento delle opere fisse, permanenti o temporanee, in muratura, in legno, in cemento armato, in metallo o in altri materiali. Sono, inoltre, lavori edili gli scavi e il montaggio e lo smontaggio degli elementi prefabbricati che vengono utilizzati per la realizzazione di diverse opere.

All'interno del cantiere, vi sono in genere contenuti gli impianti, i macchinari, i depositi, le costruzioni provvisorie e quanto altro risulta necessario per la realizzazione dell'opera di interesse.

Quest'area operativa può variare in diverse tipologie:

- Cantiere temporaneo
- Cantiere mobile
- Cantiere fisso
- Cantiere evoluto

Il cantiere viene denominato “**temporaneo**” quando, una volta realizzata l'opera, completa il suo corso, viene rimosso e probabilmente spostato e riedificato per l'esecuzione di un nuovo manufatto in un luogo diverso, mutando tipologia e specificità. Viene definito temporaneo quando la sua durata è limitata nel tempo.

Il cantiere è detto “**mobile**”, quando risulta parallelo allo sviluppo dell'opera. È un tipo di cantiere che, per le particolari caratteristiche dell'opera che si realizza, necessita che l'impianto si sposti progressivamente nel tempo, prima che il manufatto si realizzi.

Il cantiere si dice “**fisso**” se resta stabilmente nella stessa sede per tutta la durata dei lavori.

Il cantiere è definito “**evoluto**” quando il progetto viene svolto tramite l'utilizzo di software e con strumentazioni particolari e assemblato in cantiere con tecnologie sempre più avanzate. Il processo costruttivo va gestito, con strumenti e tecnologie (capitolati, software, etc.) con un'integrazione completa tra progetto e cantiere, tra realizzatori e progettisti. È caratterizzato da una complessa fase di gestione dall'inizio alla fine; per questo risulta essere più complesso da gestire rispetto al cantiere tradizionale, ma garantisce tolleranze minori proprio perché tutto è stato già programmato fin dalla fase ideativa.

2.2 L'organizzazione del cantiere in presenza di navi:

Come già accennato, la banchina Alma Petroli oggetto della presente relazione, è un cantiere particolare, poiché essendo collocata in posizione antistante lo stabilimento dell'omonima società Alma Petroli S.p.A, viene sfruttata occasionalmente per lo scarico di materiale in arrivo via nave.

I lavori di consolidamento oggetto del presente appalto avranno una durata indicativa di poco più di 5 anni, di conseguenza le lavorazioni di progetto andranno inevitabilmente ad interferire con le attività del terminal che dovrà rimanere attivo per assicurare il completo svolgimento delle normali funzioni dell'azienda antistante la banchina, esse però dovranno essere organizzate in maniera da evitare ogni possibile interferenza con lo scarico e l'ormeggio delle eventuali navi ormeggiate.

Si è quindi provveduto a definire degli interventi provvisori che permettano il proseguo delle attività dello stabilimento presente, limitando al minimo le interferenze.

Di seguito si riporteranno le attività da realizzare:

- Descrizione delle opere di mitigazione delle interferenze con le attività terminalistiche;
- Descrizione delle fasi di cantierizzazione;
- Descrizione delle aree logistiche e operative.

TERMINALISTI:	ARRIVI NAVE:
BUNGE Nord	Una nave da 220 m di lunghezza ogni 10 giorni
BUNGE Sud	Due navi da 100 m di lunghezza al mese
ALMA	Una nave da 180 m di lunghezza a settimana
LLOYD	Una nave da 220 m di lunghezza sempre presente in banchina
UNIGRA' (ITALTERMINALI)	Una nave da 190 m di lunghezza a settimana
TERMINAL NORD	Due navi da 200 m circa sempre presenti in banchina
T&C	Traghetto da 200 m presente in banchina a giorni alternati
IFA	Una nave da 220 m sempre presente in banchina
Vecchia Enel Futuro GNL	Quattro navi aggiuntive all'anno, nel primo anno di esercizio della banchina (terminata nel 2021), poi occupazione pressoché totale

Tab. 37 – Lunghezze navi e durata di accosto per varie banchine (estratto dalla relazione di cantierizzazione)

2.3 Mitigazione delle interferenze con le attività dei terminalisti

In questo paragrafo verranno descritte le criticità che i terminalisti si troveranno ad affrontare durante la fase di esecuzione dei lavori ed espone le procedure atte a limitare o ad eliminare tali criticità.

Tali procedure si basano sulla sintesi degli incontri avuti con i Terminalisti ed ipotesi assunte. Tale incontro riporta per la Banchina Alma l'esigenza dell'arrivo di una nave da 180 m a settimana.

La banchina lunga 225 m essendo un Terminal che tratta prodotti altamente infiammabili è soggetto alla legge SEVESO ed è quindi uno stabilimento soggetto a rischio di incidenza rilevante. Per tale motivo per garantire il regolare svolgimento dei lavori si è cercato di trovare una soluzione che permettesse di accostare le navi senza apportare limitazioni all'operatività dello stabilimento, e senza indurre rischi aggiuntivi agli insediamenti limitrofi.

È stata individuata come ipotesi di lavoro quella di operare dalla banchina e far ormeggiare le navi con l'utilizzo di particolari apprestamenti provvisori.

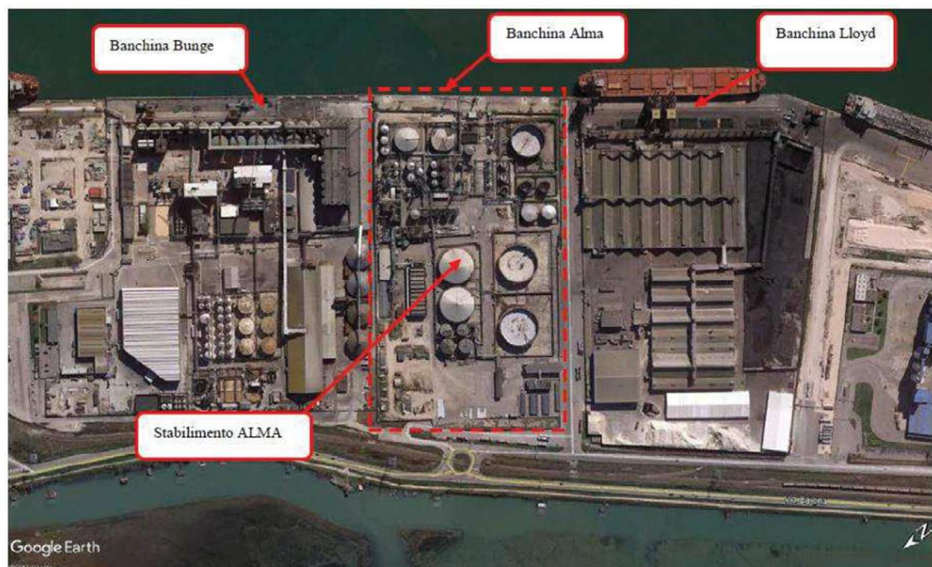


Fig. 77 - Planimetria con indicazione della localizzazione della Banchina Alma

Come riportato precedentemente è prevista la realizzazione di una nuova linea di accosto verso mare (4 o 5 m dall'attuale ciglio), attraverso la posa di briccole provvisorie lungo tutto il fronte banchina.



Fig 78 - Progetto definitivo - Proposta linea di accosto per ormeggio

In fase esecutiva si propone di realizzare, per l'intero profilo di banchina, un sistema composto da un numero pari a nove briccole di diametro 1500 mm spessore 25 mm ed altezza 35 m (da +1.00 m a -34.00 m s.l.m.m.), poste ad interasse 25 m, ciascuna dotata di struttura sommitale in c.a. di dim 230 x 230 x h=1,90 m e quota testa pari a 2,0 m s.l.m.m.

Ciascuna briccola sarà dotata di bitte da 80 t e parabordi cilindrici e di una scala a sbalzo in carpenteria metallica in acciaio zincato, posta a tergo, per consentire al gruppo battellieri ed ormeggiatori le manovre di ancoraggio.

L'installazione delle briccole provvisorie dovrà essere concordata con il Concessionario considerato che la frequenza di arrivo delle navi non consente di installare tutte le briccole e nessuna configurazione di ormeggio ibrida (banchina/briccole) è sufficiente all'ormeggio della nave.

In tal modo si eviterà l'utilizzo, durante le lavorazioni, delle bitte poste sulla trave di coronamento, ovvero di bitte provvisorie collocate sulla testa dei pali di progetto.

Tale condizione consente di superare le criticità sulla gestione delle misure di sicurezza per i possibili colpi di frusta derivanti dal possibile strappo accidentale delle cime di ormeggio e la criticità connessa all'utilizzo di strutture temporanee (bette su pali) che necessiterebbero comunque di collaudi provvisori.

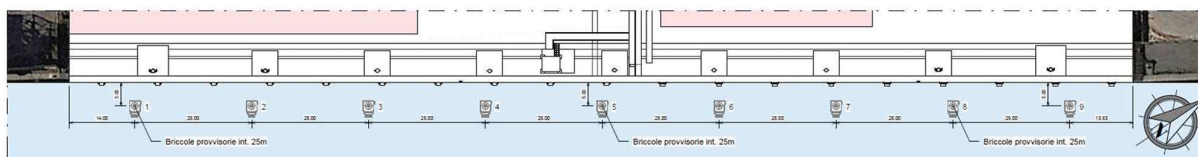


Fig. 79 - Planimetria di progetto - Briccole provvisorie.

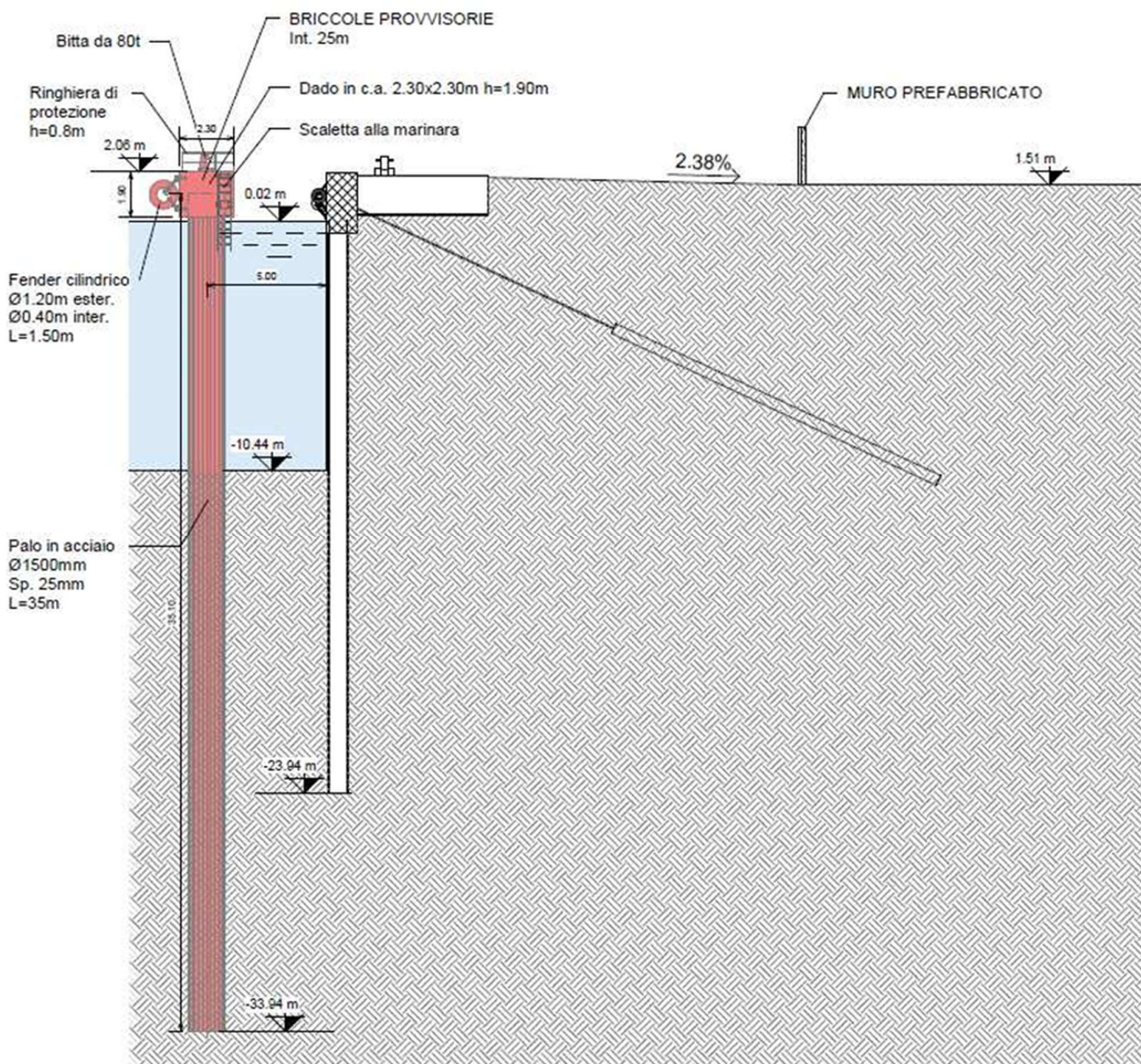


Fig. 80 - Sezione di progetto - Briccole provvisorie.

Le bitte utilizzate saranno da 80 tonnellate. Considerando un'inclinazione delle cime di ormeggio pari a 45° sull'orizzontale, la briccola è costituita da un tubo in acciaio $\varnothing 1500$ s = 25 mm in acciaio S355 di lunghezza pari a 35 m.

La soluzione proposta consente di superare le criticità legate alla necessità di accosto ed ormeggio delle navi durante le fasi operative del cantiere, risolvendo le interferenze legate alla presenza delle cime di ormeggio all'interno dell'area di cantiere.

Le strutture esistenti interferenti con i lavori di consolidamento della banchina risultano essere:

- Le Bitte di ormeggio;
- la testata della pipe line all'interno di cunicoli in c.a. interrati;
- il braccio meccanico di carico/scarico prodotti infiammabili di classe A;
- Presa a mare antincendio $d = 1000$ mm interrata posizionata indicativa in mezzzeria alla banchina;

- Scarico acque meteoriche d=700 mm (esterno allo stabilimento, interrato posizionato sulla linea di confine verso il lato LLOYD)

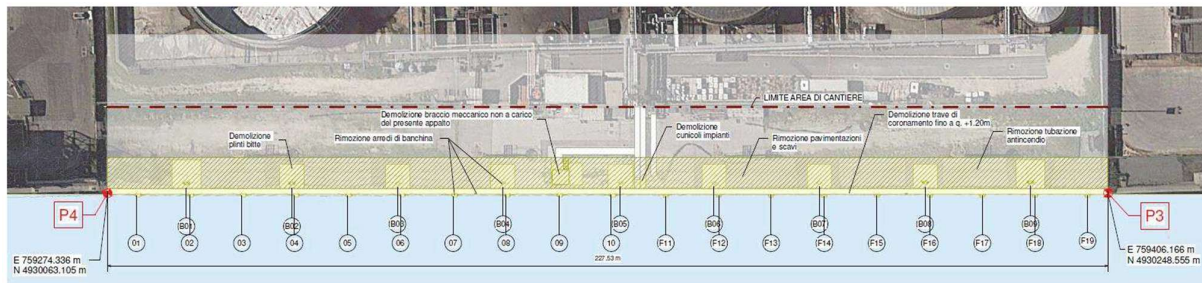


Fig. 81 - Planimetria generale delle demolizioni e degli scavi.

La rimozione del braccio meccanico è esclusa dal presente appalto e dovrà essere fatta preliminarmente all'inizio dei lavori.

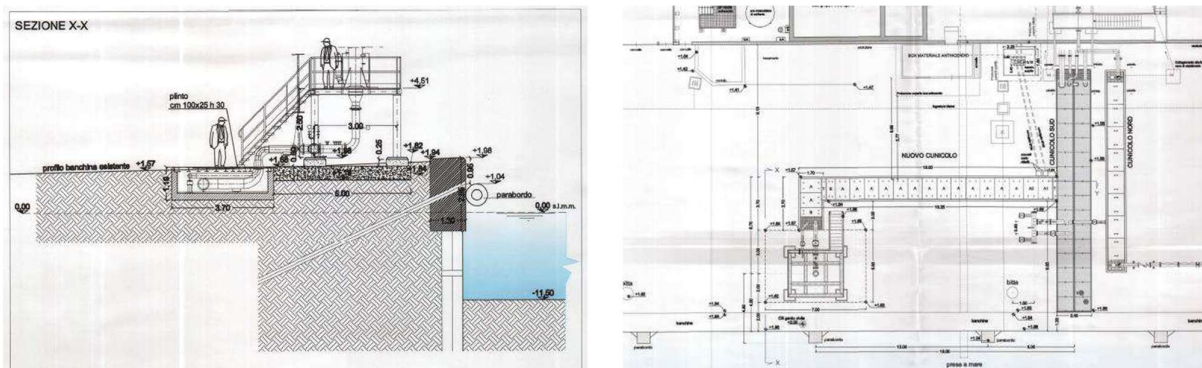


Fig. 82 - Sezione e planimetria del braccio meccanico da rimuovere (Attività esclusa dal presente appalto).

2.4 Descrizione delle fasi di cantierizzazione

Di seguito di riporta la descrizione delle fasi di cantierizzazione previste per la realizzazione delle opere di consolidamento della banchina esistente.

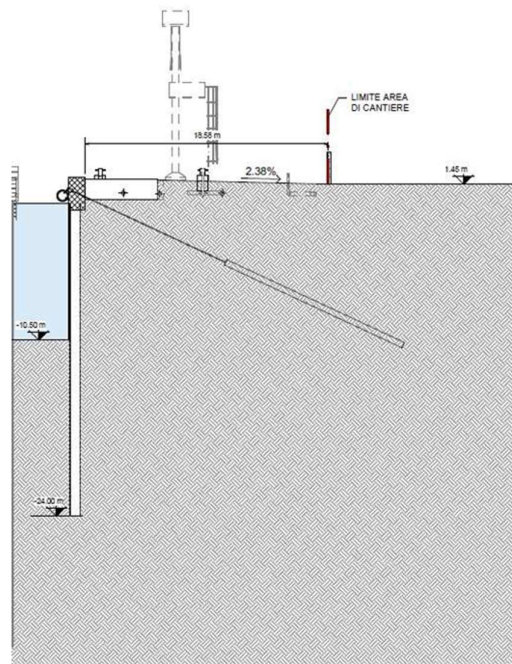


Fig. 85 - Sezione.

2.4.1.2 Inserimento briccole temporanee di accosto

Successivamente verranno installate le briccole provvisorie necessarie per l'ormeggio della nave da 180 m richiesta dal terminalista per il corretto proseguo delle sue attività.

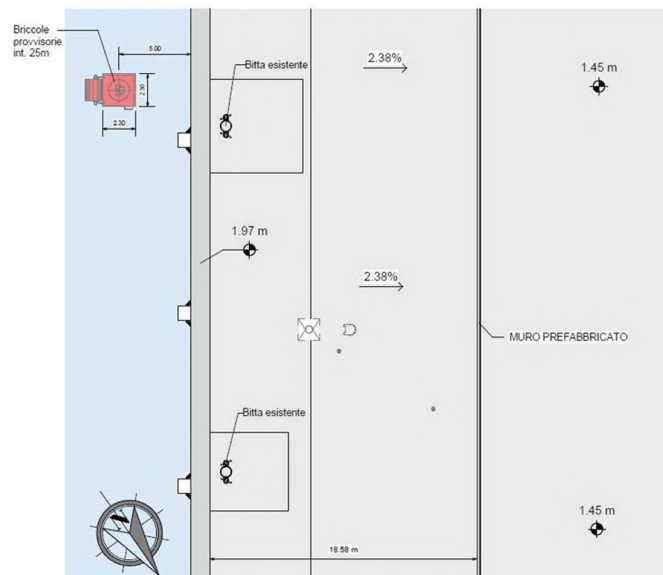


Fig. 86 - Planimetria con indicazione delle briccole provvisorie da installare.

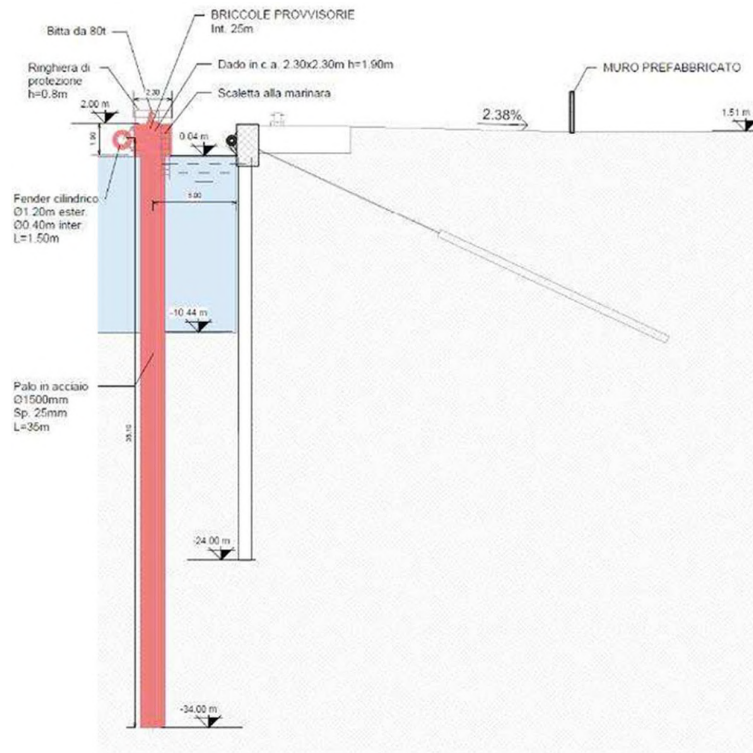


Fig. 87 - Sezione con indicazione delle bricole provvisorie da installare

2.4.1.3 Rimozione degli elementi interferenti con le attività del cantiere

In questa fase si effettuerà la rimozione degli elementi interferenti quali bitte, plinti bitte, fender e rimozione dello strato d'usura e binder esistenti.

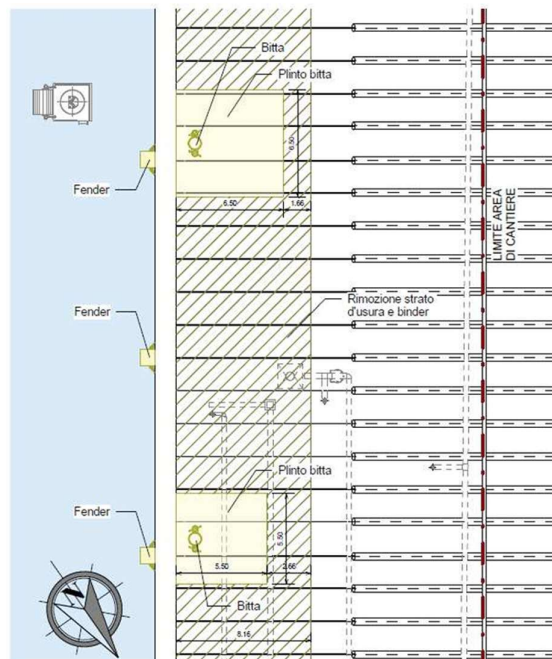


Fig. 88 - Planimetria con indicazione delle opere interferenti da rimuovere

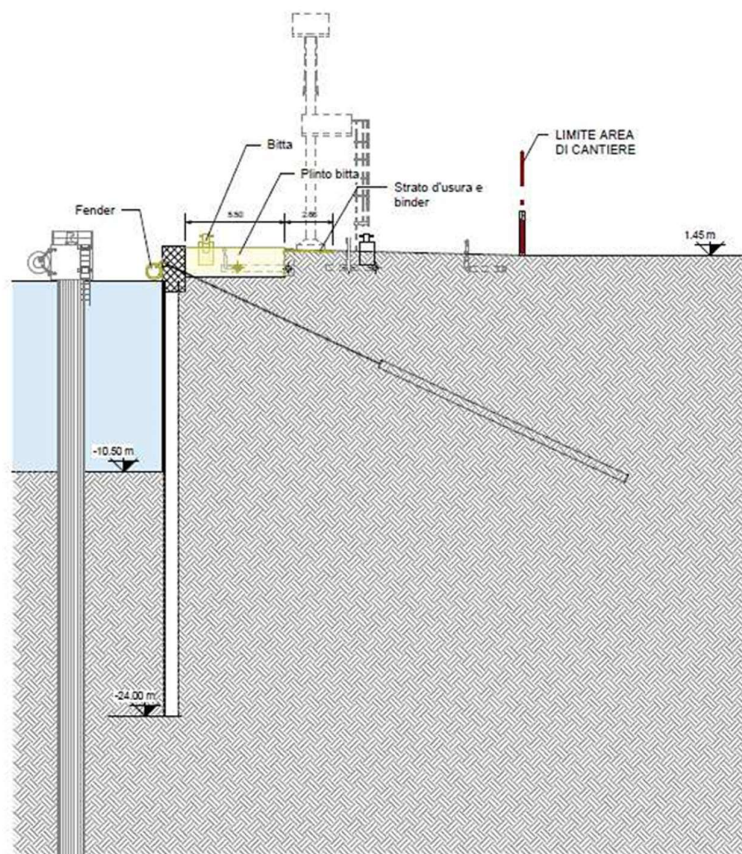


Fig.89 - Sezione con indicazione delle opere interferenti da rimuovere

2.4.1.4 Realizzazione dei pali trivellati $\phi 1200$ mm

In questa fase si effettueranno degli scavi preliminari volti all'individuazione dei tiranti esistenti. Una volta definita la loro posizione si procederà alla realizzazione dei pali trivellati di diametro pari a 1200 mm.

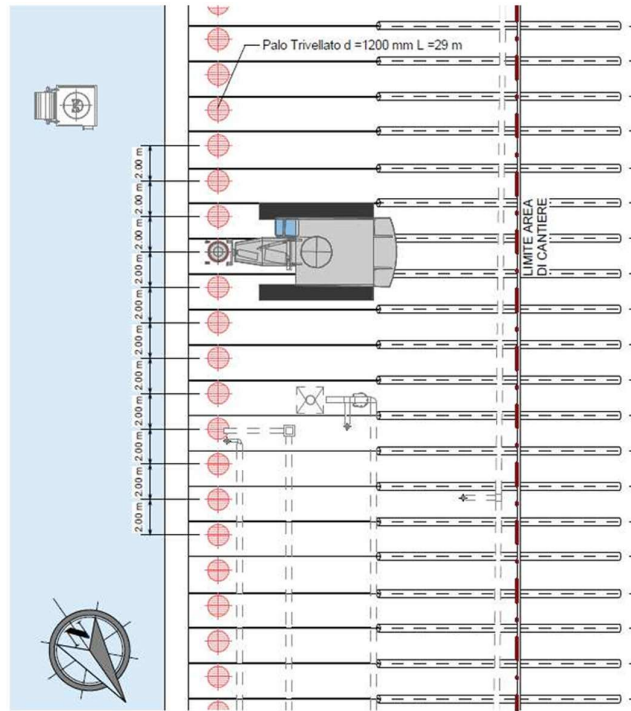


Fig. 90 - Planimetria con indicazione della posizione dei pali di progetto.

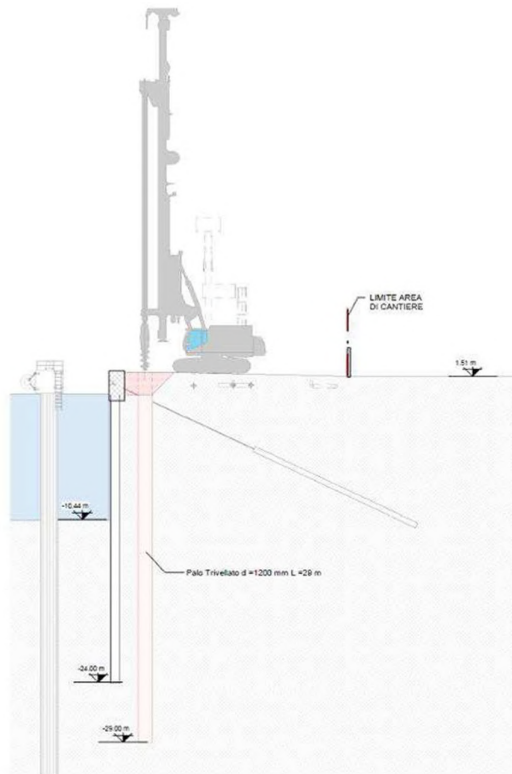


Fig. 91 - Sezione con indicazione della posizione dei pali di progetto

2.4.1.5 Demolizione della trave di coronamento esistente e scavo

In questa fase si effettuerà la demolizione della trave di coronamento esistente fino alla quota di +1.20 m slmm, propedeutica alla realizzazione della nuova trave di coronamento dell'opera di sostegno di progetto. A questa prima fase si prosegue con lo scavo fino alla quota di +0.00 m slmm.

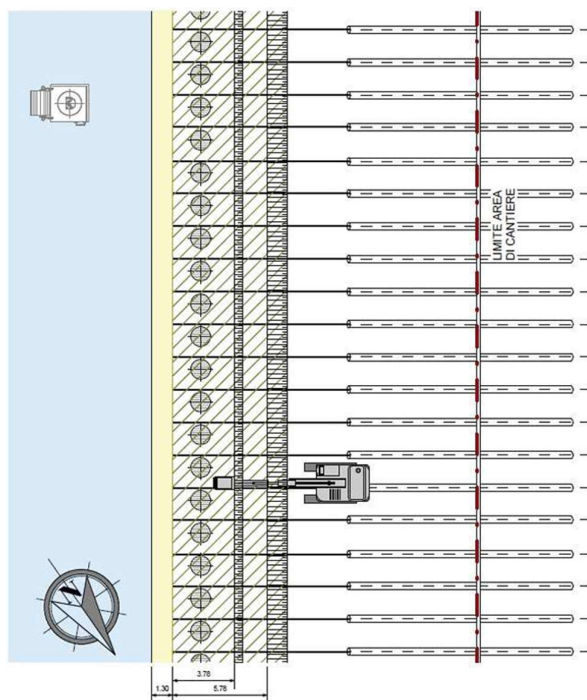


Fig. 92 - Planimetria con indicazione della demolizione e dello scavo

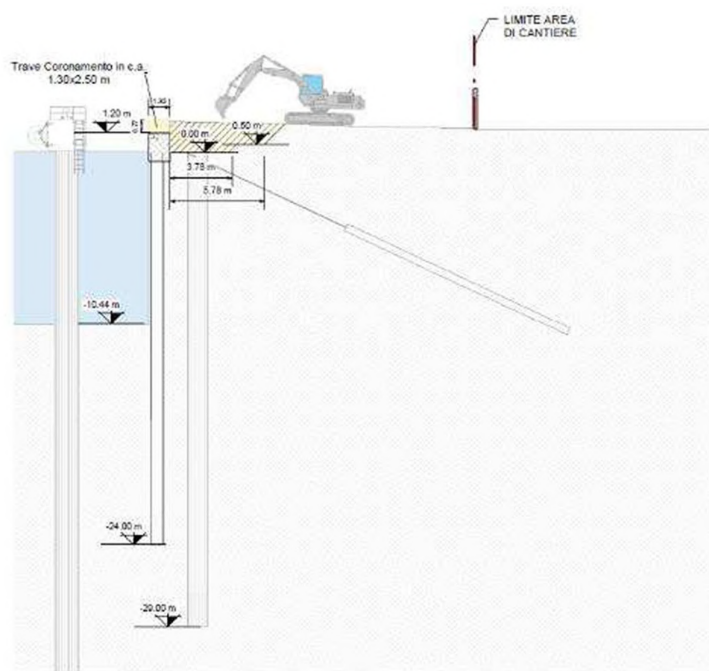


Fig. 93 - Sezione con indicazione della demolizione e dello scavo

2.4.1.6 Esecuzione nuova trave con predisposizione passaggio tiranti

In questa fase si realizzerà la nuova trave di coronamento in c.a. avendo cura di predisporre il passaggio dei tiranti previsti a progetto.

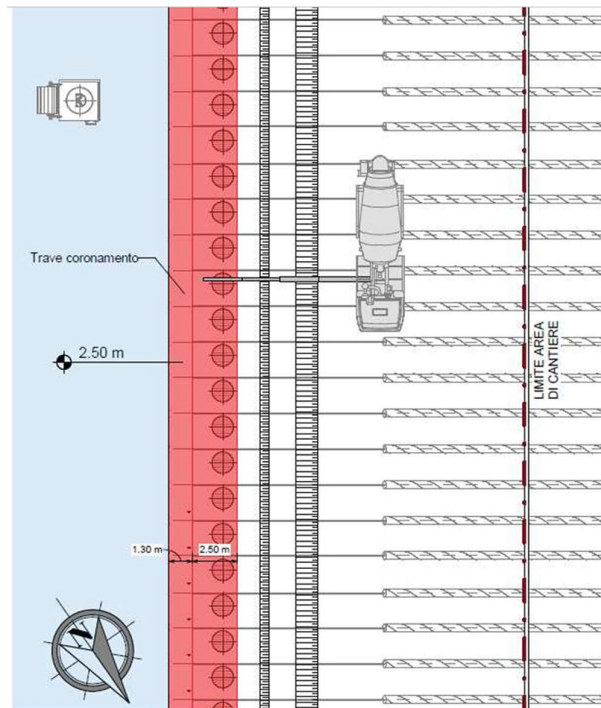


Fig. 94 - Planimetria con indicazione della trave di coronamento di progetto.

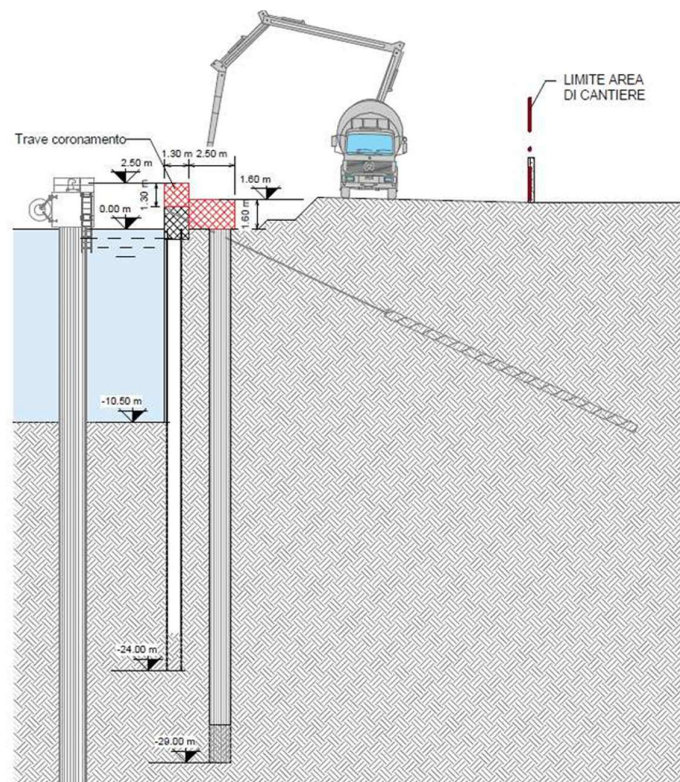


Fig. 95 - Sezione con indicazione della trave di coronamento di progetto

2.4.1.7 Reinterro ed inserimento tubazione del sistema antincendio

In questa fase si andrà a ripristinare la pavimentazione esistente previa installazione della tubazione del sistema antincendio.

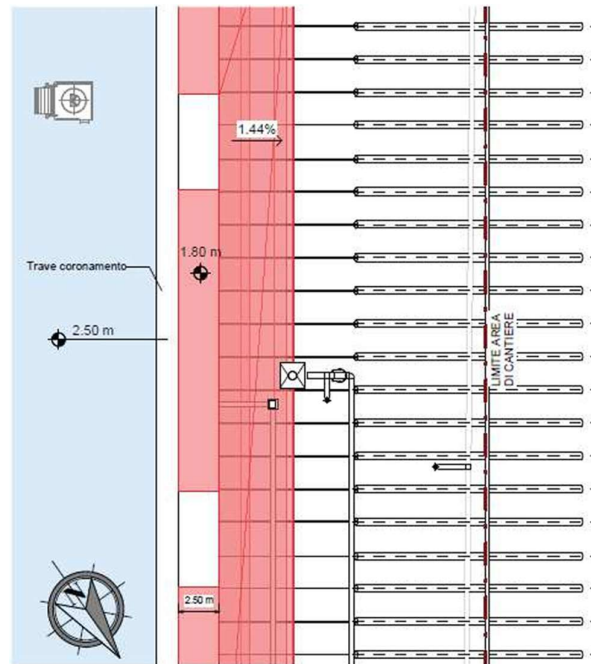


Fig. 96 - Planimetria con indicazione dell'area di ripristino

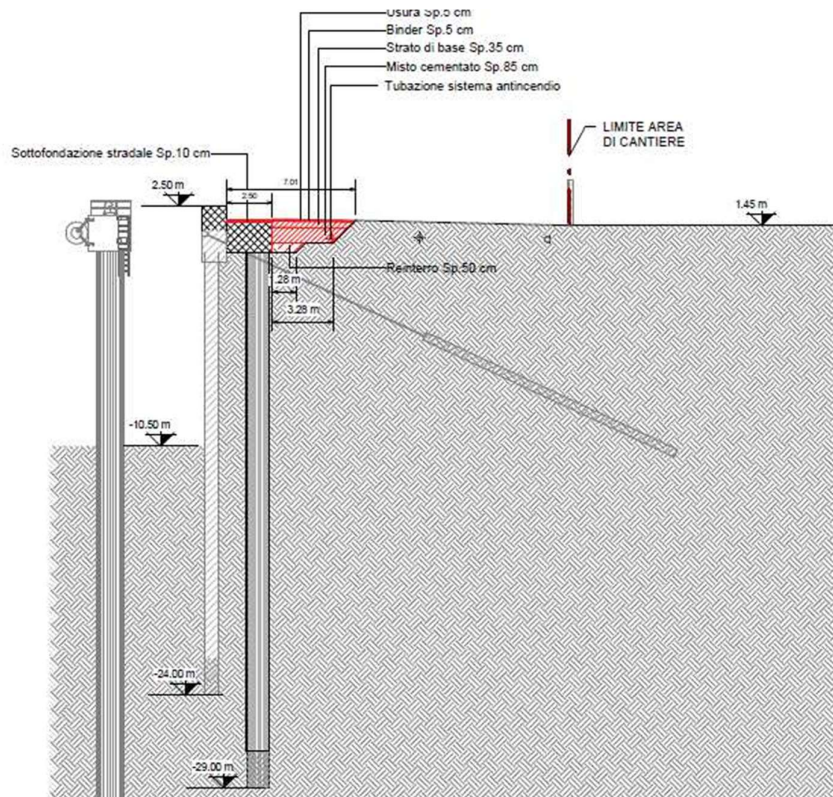


Fig. 97 - Sezione con indicazione dell'area di ripristino

2.4.1.8 Realizzazione dei tiranti

In questa fase si andrà a realizzare i tiranti di progetto posti a contrasto sulla trave di coronamento in c.a. I tiranti saranno a barra tipo DYWIDAG con diametro pari a 47 mm, Lunghezza totale pari a 33 m di cui il bulbo di lunghezza pari a 16 m. L'inclinazione è pari a 20° e l'interasse sarà di 2 m. I tiranti in corrispondenza delle briccole temporanee verranno realizzati successivamente alla loro rimozione.

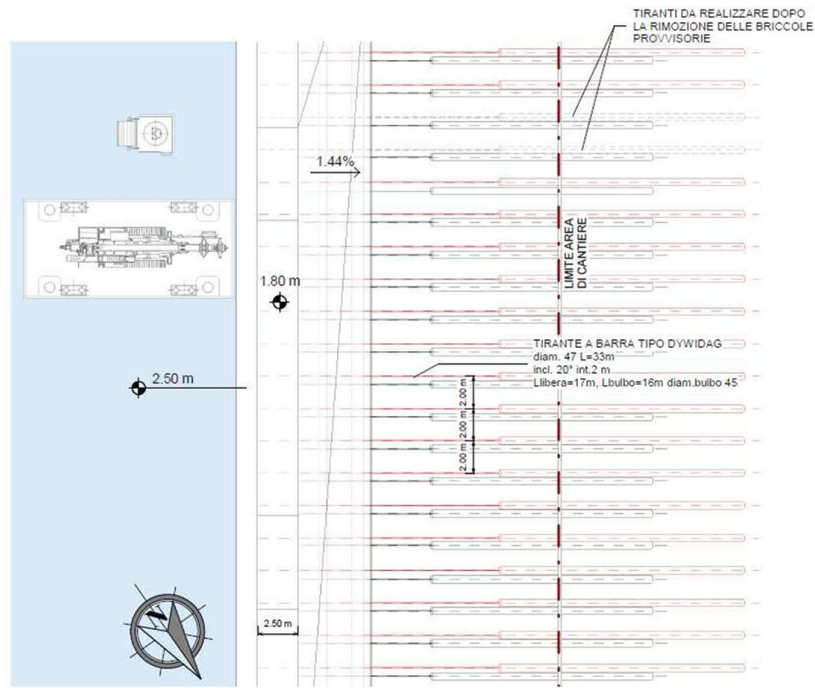


Fig. 98 - Planimetria con indicazione dei tiranti di progetto

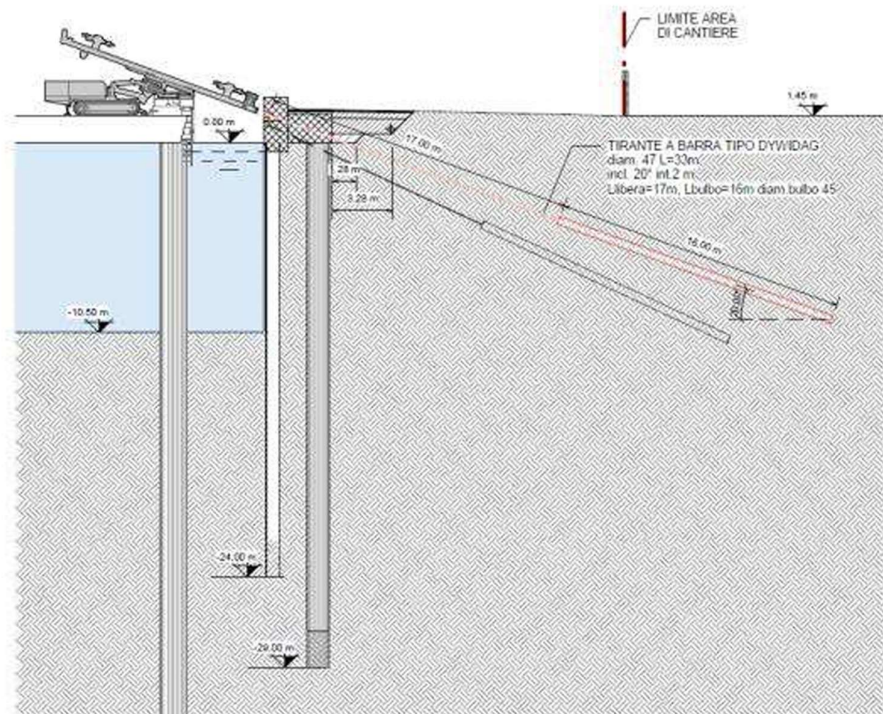


Fig. 99 - Sezione con indicazione dei tiranti di progetto

2.4.1.9 Tesatura dei tiranti e realizzazione delle scale in c.a.

In questa fase si andrà tesare i tiranti realizzati nella fase precedente con il tiro previsto da progetto e si andranno a realizzare le scale in c.a.

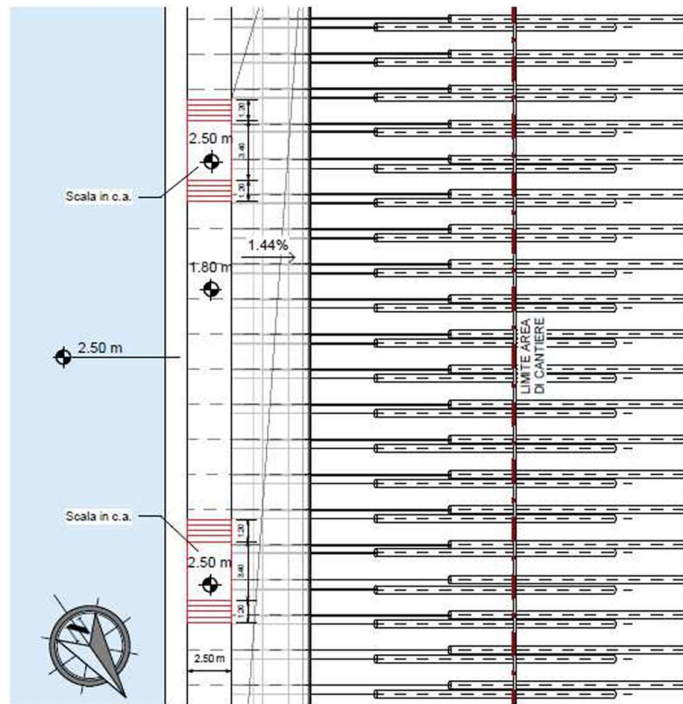


Fig. 100 - Planimetria con indicazione delle scale in c.a. di progetto

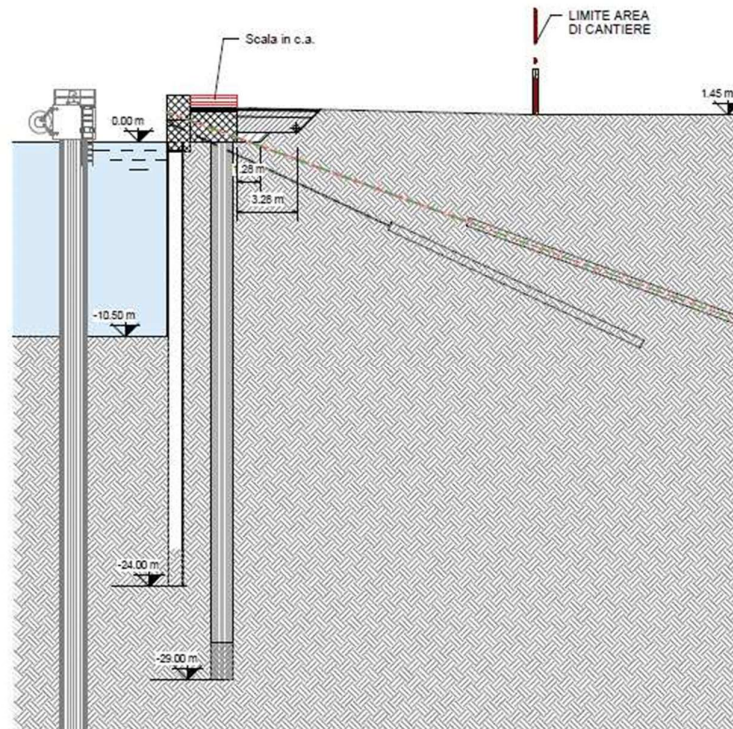


Fig. 101 - Sezione con indicazione delle scale di progetto

2.4.2 Ripristino pavimentazione, installazione degli arredi di banchina e scavo del fondale

In questa fase si andrà a ripristinare la pavimentazione, si andranno ad installare gli arredi di banchina previsti ovvero scalette alla marinara, bitte e parabordi. Verranno poi rimosse le briccole provvisorie e si procederà con lo scavo del fondale fino alla quota prevista di -12.50 m slmm. Dopo la rimozione delle briccole si provvederà a eseguire i tiranti nei fori preventivamente lasciati lungo la trave.

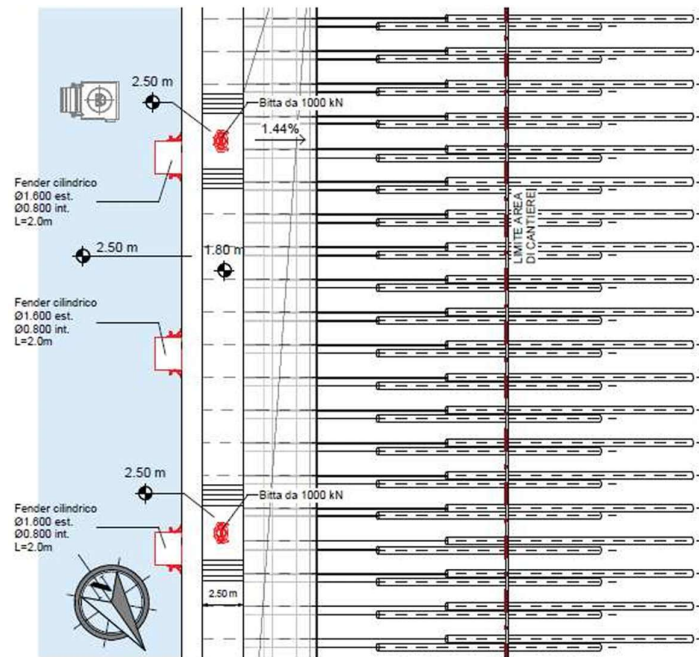


Fig. 102 - Planimetria con indicazione dell'arredo da installare

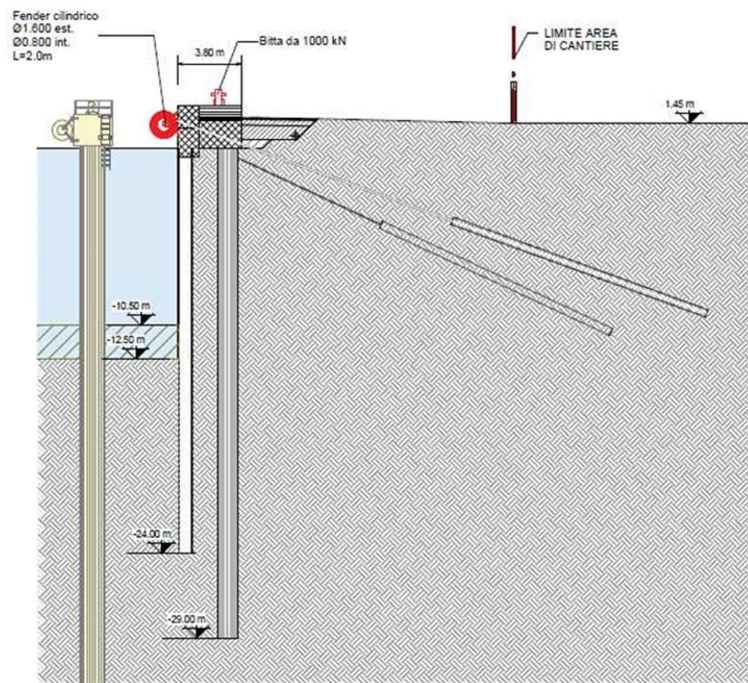


Fig. 103 - Sezione con indicazione dell'arredo da installare, la rimozione della briccola provvisoria e lo scavo fino a -12.50 m slmm

2.4.3 Descrizione delle aree logistiche/operative

L'area di cantiere prevede un'area operativa a supporto dei lavori di adeguamento della banchina esistente che ha dimensioni pari a 74.50 x 93.50 m. È poi prevista un'area di stoccaggio di dimensioni pari a 8.0 x 45.5 m per il materiale di risulta e sarà delimitata da delle barriere New Jersey di dimensioni 60x400xh100 cm. La delimitazione dell'area di cantiere rispetto all'area utilizzata per le normali attività del terminal è posta a 20 m ed è costituita da un muro prefabbricato.

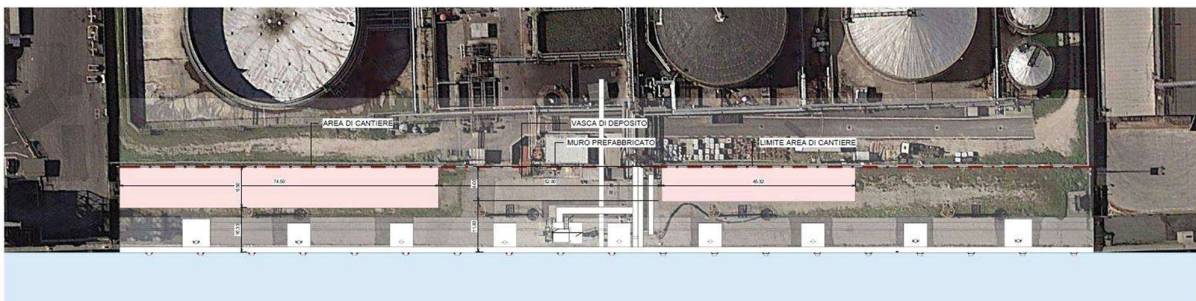


Fig. 104 - Planimetria con localizzazione delle aree operative e di stoccaggio.

L'area operativa è costituita dalle seguenti dotazioni:

- Front office em. Covid;
- Ufficio per la Direzione Lavori;
- Ufficio tecnico;
- Spogliatoi e servizi igienici;
- Mensa;
- Container attrezzi;
- WC chimico;
- Vasche cubetti in c.a.;
- Banco pressa per cls;
- Area per parcheggio mezzi

Sono previste tre tipologie di recinzione:

- Recinzione modulare con elementi prefabbricati tipo New Jersey sormontati da pannelli in grigliato tipo Keller rivestiti con teli in pvc ad alta visibilità h 1.00 m
- Recinzione modulare con pannelli metallici mobili e basamento in cls dim. 3.20 x h 2.00 m;
- Barriera New Jersey



LEGENDA			
A		N.1	FRONT OFFICE 4.50 X 2.40 m EM. COVID
B		N.1	UFFICIO D.L. 9.00 X 2.40 m
C		N.1	UFFICIO TECNICO 9.00 X 2.40 m
D		N.1	MENSA 9.00 X 2.40 m
E		N.1	SPOGLIATOIO 9.00 X 2.40 m
F		N.1	SERVIZI IGIENICI 6.00 X 2.40 m
G		N.2	CONTAINER ATTREZZI 6.00 X 2.40 m
H		N.2	WC CHIMICO 1.10 X 1.10 m
I		N.4	VASCHE CUBETTI C.A. 1.60 x 0.80 m
L		N.1	BANCO PRESSA PER CLS 1.60 x 0.80 m

Fig. 105 e 106 - Layout - Area operativa di cantiere

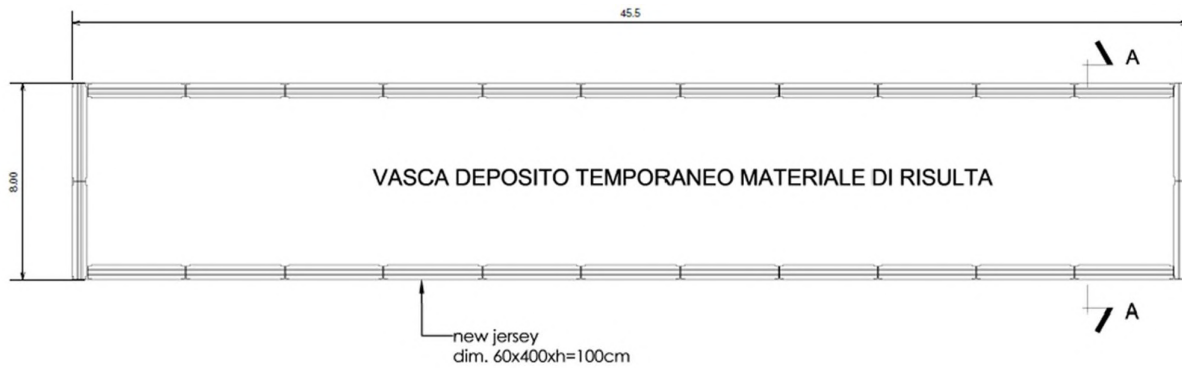


Fig. 107 - Planimetria vasca di stoccaggio.

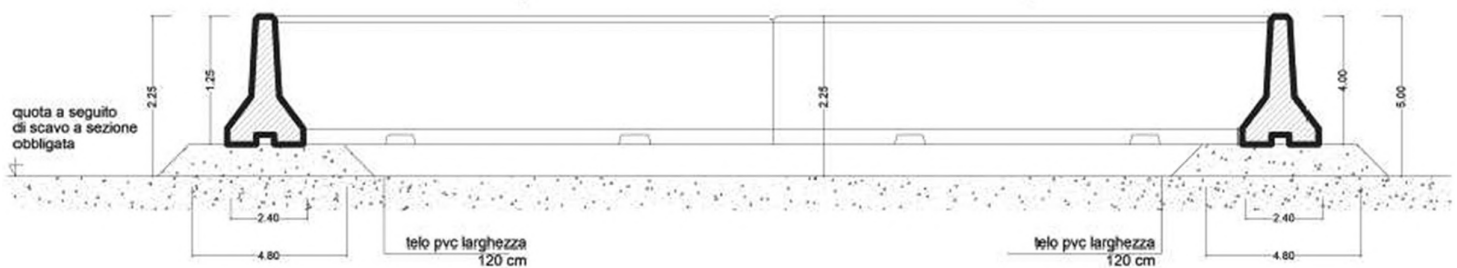


Fig. 108 - Sezione dell'area di stoccaggio.

3. PROCESSO COSTRUTTIVO

Si procede invece ora a fornire una breve descrizione di quelli che sono i singoli processi costruttivi elencati precedentemente durante la spiegazione della fase di cantierizzazione:

3.1 Inserimento briccole temporanee

Al fine di garantire l'operatività della banchina durante l'esecuzione dei lavori, verrà realizzata una nuova linea di accosto provvisoria spostata verso mare di 5,0 m rispetto all'attuale ciglio di banchina. La linea di accosta sarà ottenuta mediante la posa in opera di n. 9 briccole provvisorie disposte lungo tutto il fronte banchina in corrispondenza delle bitte di ormeggio esistenti, ad interasse pari a 25,00 m. Le briccole presentano un dado in calcestruzzo C35/45 di dimensioni 2,30 x 2,30 x h=1,90 m con estradosso a quota +2,00 m s.l.m.m. e sono fondate su un tubolare diametro d:1500 mm spessore s = 25 mm estesi fino a -34,00 m dal l.m.m. (L = 35,00 m).

Ogni briccola è dotata di parabordo cilindrico in gomma 120/40x150 cm e bitte di ormeggio da 80 tonnellate.

Per infissione in fondali fangosi o ghiaiosi, si impiegano:

- **Vibroinfissori** (martinetti vibranti) oppure
- **Idroinfissori** (getto d'acqua ad alta pressione)

Vengono posizionati verticalmente, fino a sufficiente profondità per garantire stabilità e resistenza alle forze marinaresche.

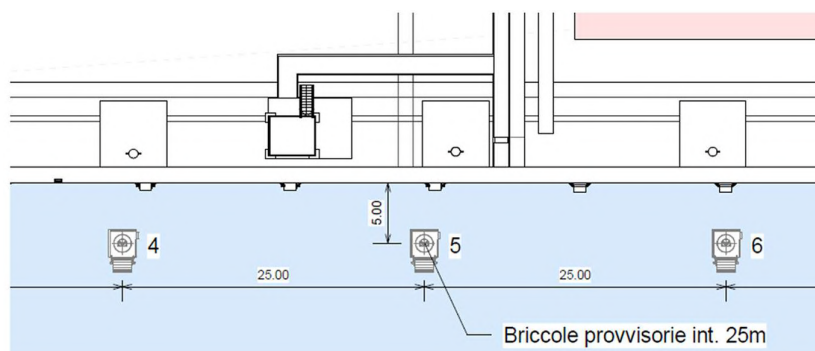


Fig. 109- Stralcio planimetrico tracciamento briccole di ormeggio provvisorie

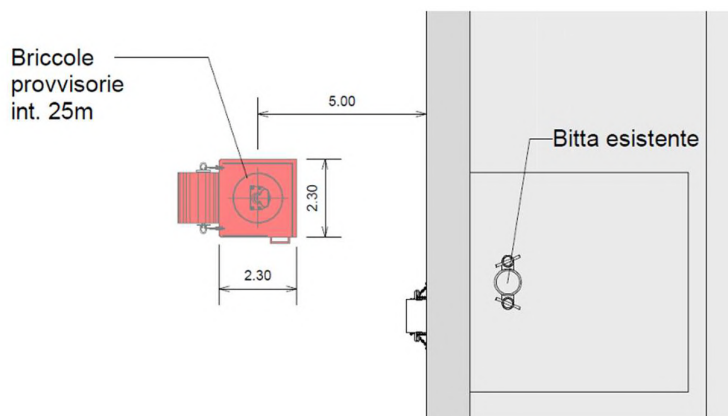


Fig. 110 - Pianta briccola di ormeggio provvisoria

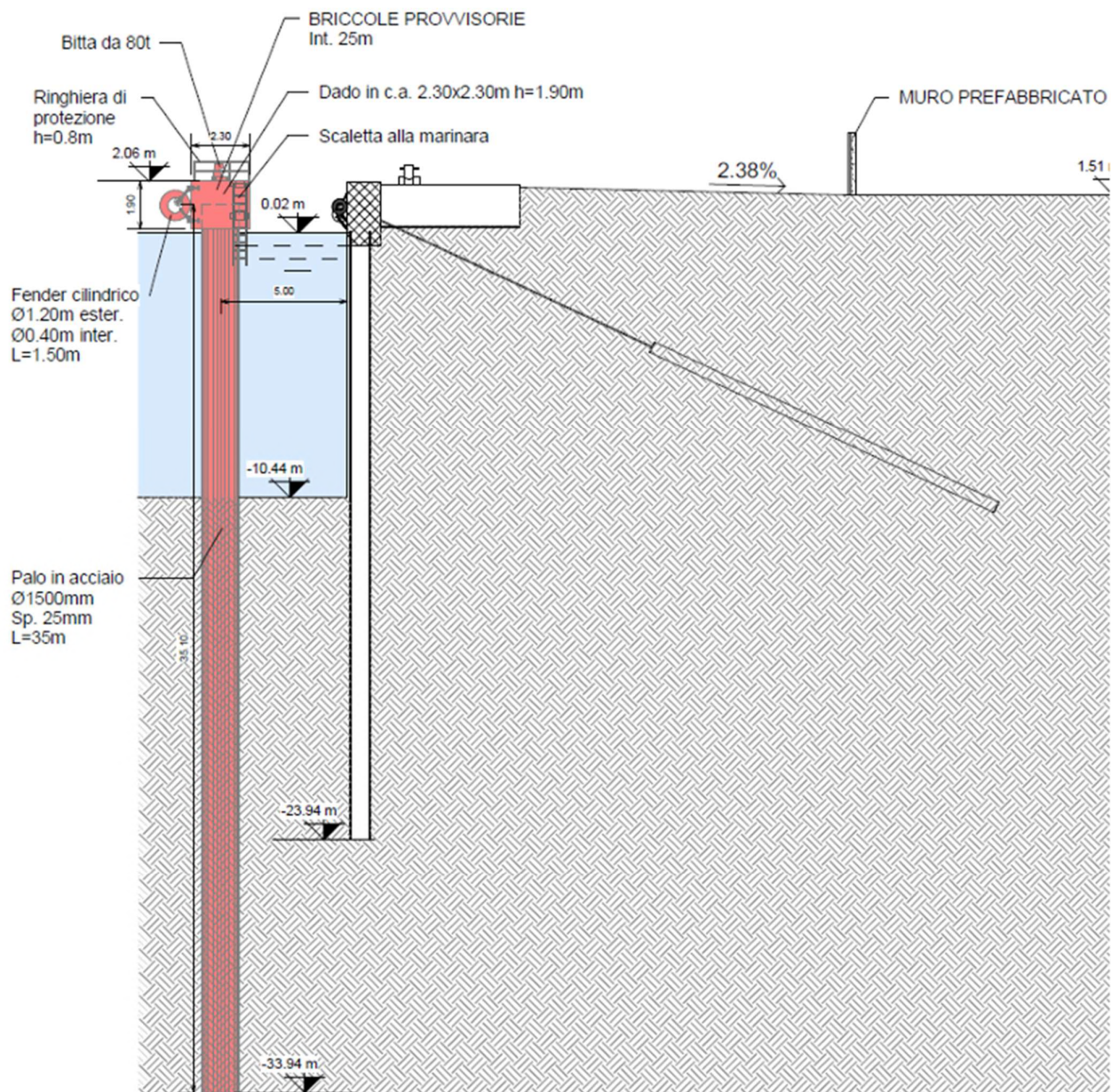


Fig. 111 - Sezione tipologica briccola provvisoria

3.2 Realizzazione pali trivellati

I pali trivellati di diametro pari a **1200 mm** (1,2 metri) sono una tipologia di palo di fondazione profonda molto utilizzata in ingegneria civile per sostenere carichi importanti, come quelli di edifici, ponti o opere infrastrutturali. La realizzazione di questi pali richiede attrezzature specializzate e segue una sequenza ben definita. Questi elementi strutturali sono eseguiti previa esportazione di terreno mediante attrezzature a percussione o a rotazione.

La perforazione dovrà avvenire all'interno di tubazioni di rivestimento o in presenza di fanghi bentonitici. La tubazione di rivestimento è formata da tubi collegati mediante manicotti filettati ed è dotata all'estremità inferiore di un tubo corona. Tuttavia, in presenza di terreni sabbiosi e sabbioso-limosi, suscettibili di sifonamento, la perforazione dovrà essere eseguita con varie precauzioni, quali la tubazione in avanzamento e il livello dell'acqua nella tubazione costantemente al di sopra di quello più elevato delle falde interessate dalla perforazione.

L'armatura dovrà essere mantenuta in posto mediante opportuni distanziatori atti a garantire la centratura della gabbia nei confronti dei fori ed avere un copriferro netto minimo pari a 5 cm rispetto alle barre longitudinali. Il confezionamento e la posa in opera della gabbia dovranno essere eseguiti in modo da assicurare in ogni sezione tassativamente la continuità dell'armatura: a tal fine l'impresa dovrà presentare al Direttore dei Lavori il programma di assemblaggio dei vari tronchi della gabbia in relazione all'attrezzatura che intende impiegare per la posa in opera.

Il calcestruzzo dovrà essere messo in opera con continuità mediante un tubo convogliatore in acciaio, così da non provocare la segregazione della malta dagli inerti e la formazione di vuoti dovuti alla presa difettosa del calcestruzzo, a causa di insufficiente altezza di calcestruzzo nel tubo convogliatore, di inadeguata lavorabilità del calcestruzzo, di estrazione ritardata del tubo convogliatore. Il sollevamento del tubo convogliatore dovrà essere eseguito in modo da evitare il trascinamento del calcestruzzo. Prima di porre in opera l'armatura e di iniziare il getto dei calcestruzzi dovrà infine essere pulito il fondo del foro e controllata la lunghezza del foro stesso.

3.3 Prove di verifica dei pali trivellati

In ottemperanza alle previsioni delle NTC 2008 sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica della corretta esecuzione e del comportamento sotto azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati il valore di prova può essere ridotto a 1,2 volte l'azione SLE. Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti dal Collaudatore

3.3.1 Modalità esecutive delle prove di verifica

L'esecuzione delle prove di carico dovrà avvenire secondo le indicazioni previste dalle "Procedure per l'esecuzione e l'interpretazione di prove di carico assiale di compressione su pali di fondazione".

I pali da sottoporre a prova di verifica devono essere scelti dalla Direzione dei Lavori dopo la costruzione, prediligendo comunque un'equa distribuzione delle prove sui tre conci di Banchina (almeno una prova di verifica del palo in acciaio ed una prova del palo in cls per ogni concio). La prova viene eseguita mediante la spinta di uno o più martinetti idraulici con corsa > 200 mm posti tra la testa del palo e un'adeguata struttura di contrasto e posizionati in modo da essere perfettamente centrati rispetto all'asse del palo. I martinetti saranno azionati da una pompa idraulica esterna. Nel caso di impiego di più martinetti occorre che i martinetti siano uguali e l'alimentazione del circuito idraulico sia unica. La struttura di contrasto può essere costituita da una trave solidale ai due pali adiacenti il palo oggetto di prova. La misura degli spostamenti della testa del palo, che avviene con

comparatori centesimali con corsa massima non inferiore ai 50 mm, disposti a 120°, in modo da permettere il controllo di eventuali rotazioni, deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova; a tale scopo si utilizzano travi porta comparator appoggiate all'esterno dell'area di influenza della prova.

La misura degli abbassamenti della testa del palo anche con livello ottico o teodolite posto ad almeno 10 m di distanza dal punto di prova. Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati da un laboratorio ufficiale.

Dopo il montaggio dei comparator e prima dell'esecuzione delle prove saranno eseguite delle letture per accertare che le variazioni termiche e/o altre cause di disturbo non risultino significative nel determinare la lettura. Per tutti i pali considerati il carico massimo da applicare durante le prove di verifica (Q_{max}) dovrà essere scelto pari a 1,5 volte il carico di esercizio (Q_{es}) previsto su quell'elemento:

$$Q_{max} = 1,5 Q_{es}$$

L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova sono riportate in Tabella

Modalità esecutiva delle Prove di verifica sui pali			
Fase di carico	Carico applicato	Sosta step di carico	Tempi di misura degli abbassamenti
		(min)	(min)
1	0,25 Q_{es}	30	2-5-10-15-20-30
2	0,50 Q_{es}	30	2-5-10-15-20-30
3	0,75 Q_{es}	30	2-5-10-15-20-30
4	Q_{es}	30	2-5-10-15-20-30
5	1,25 Q_{es}	30	2-5-10-15-20-30
6	$Q_{max}=1,50Q_{es}$	30	2-5-10-15-20-30
7	Q_{es}	15	2-5-10-15
8	0,50 Q_{es}	15	2-5-10-15
9	0	30	2-5-10-15-20-30
Carico di prova $Q_{max} = Q_{es} \times 1,5$			

Tab 38 – modalità esecutive e prove di verifica su pali

La prova sarà generalmente eseguita con un ciclo di carico ed uno di scarico, ma su un palo in calcestruzzo si eseguiranno due cicli completi di carico e scarico. La fase di carico raggiungerà il carico Q_{max} di prova in 6 incrementi di carico con letture a 2'-5'-10'-15'-20'-30'. Qualora tra la lettura a 20' e la lettura a 30' si registri un incremento del cedimento superiore a 0,03 mm si manterrà lo step di carico per ulteriori 30' così da eseguire la lettura finale ad 1 h dall'applicazione del carico medesimo. Lo scarico avverrà con 3 decrementi uguali fra loro con letture a 2'-5'-10'-15'. Una ulteriore lettura sarà eseguita a due ore dallo scarico completo.

3.3.2 Controlli di integrità sui pali trivellati

Ai sensi delle NTC2008 è necessario eseguire controlli di integrità su almeno il 5% dei pali della fondazione, con un minimo di 2 pali. I controlli di integrità in fase esecutiva sono necessari in modo particolare per i pali di grande diametro. Il controllo dell'integrità potrà essere effettuato con carotaggio diretto del palo o con metodi non distruttivi. Le prove non distruttive dovranno essere di tipo puntuale (cross-hole e carotaggio sonico) e interessare

almeno il 5% dei pali della fondazione. L'integrità può essere controllata anche con prove non distruttive globali (prove vibrazionali) a completamento di quelle di tipo puntuale. Le prove di verifica di cui al presente articolo sono integralmente a carico del Contraente Generale.

3.4 Scavi in genere

Gli scavi in genere per qualsiasi lavoro, a mano o con mezzi meccanici, dovranno essere eseguiti secondo i disegni e le procedure di progetto nonché secondo le particolari prescrizioni impartite all'atto esecutivo dalla Direzione dei Lavori. Nell'esecuzione degli scavi in genere il Contraente Generale dovrà procedere in modo da impedire scoscendimenti e franamenti, restando esso, oltreché totalmente responsabile di eventuali danni alle persone ed alle opere, altresì obbligato a provvedere a suo carico e spese alla rimozione delle materie franate.

Quali che siano la natura e la qualità del terreno, gli scavi per fondazione dovranno essere spinti fino alla profondità che dalla Direzione dei Lavori verrà ordinata all'atto della loro esecuzione, tenendo nel debito conto le norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce.

3.5 Demolizione trave di coronamento (scarificazione di solette in c.a. e pavimentazioni esistenti)

La scarificazione è il termine tecnico per la procedura che consiste nella demolizione e estirpamento meccanico controllato degli strati superficiali di una pavimentazione esistente.

Le scarificazioni delle solette in c.a. si basano sulla demolizione meccanica del copriferro e di parte del calcestruzzo sottostante il ferro, in modo da realizzare incassi nell'ordine minimo di 5 cm di spessore ed, al contempo, esporre le armature esistenti. Le operazioni possono essere svolte con l'ausilio di martello pneumatico manuale o meccanico, a seconda della grandezza dell'area da scarificare e della resistenza del copriferro e comunque con macchina operatrice “scarificatrice di cemento”. La superficie scarificata dovrà essere in seguito pulita ed i ferri dovranno essere sottoposti a spazzolatura oppure, a sabbiatura. Nel caso in cui alcuni elementi o spezzoni di armatura dovessero risultare danneggiati dal processo di scarificazione o soggetti a eccessiva corrosione, si dovrà predisporre a cura e spese del Contraente Generale la loro sostituzione o, in alternativa dove possibile, la loro protezione con prodotti protettivi antiossidanti di idonea qualità. La scarificazione non deve provocare l'apertura di fessure o danni alle parti di calcestruzzo limitrofe all'area di intervento.

3.6 Esecuzione nuova trave con predisposizione per il passaggio dei tiranti:

Il getto della nuova trave di coronamento sulla banchina “Alma” si è rivelato una dei processi più delicati e tecnici dell'intero intervento strutturale.

3.6.1 Creazione del cassero per il getto

- Si predispone un cassero prefabbricato o in opera, ancorato direttamente alle palancole.
- Se la trave presenta una forma trapezoidale, il cassero verrà sagomato secondo la sezione scelta
- Prima del getto vengono poste inoltre le predisposizioni per i tiranti (passanti inclinati, con guaine).

- Infine vengono installati anche tubi corrugati o PVC per eventuali attraversamenti futuri (condotte, drenaggi, tubazioni tecniche).
-

3.6.2 Posa delle armature

- Le armature in acciaio (longitudinali e staffe) vengono posate in più strati, predisposte su appositi distanziatori.
- Nella parte superiore vengono predisposte gli attacchi per bitte, scale, fender ecc.
- Infine vengono lasciati gli spazi per i terminali dei tiranti, protetti con guaine e sistemi di iniezione.

3.6.3 Getto del calcestruzzo

- Il calcestruzzo (classe C35/45, con resistenza all'ambiente marino – XC4/XS3/XD3) viene posato nel cassero, in strutture basate su conci successivi di 10–15 m.
- Il getto avviene secondo le seguenti regole comuni:
 - Dal lato di monte verso mare o viceversa,
 - Si posa in maniera da evitare spinte eccessive sul cassero,
 - E' soggetto a vibrazione meccanica per evitare vuoti.

3.6.4 Stagionatura e disarmo

- Dopo aver eseguito il getto, si tratta il calcestruzzo con:
 - Ricoprimento tramite teloni umidi, oppure
 - Additivi stagionanti,
 - Coperture contro il sole diretto.

Il cassero viene disarmato dopo 3–7 giorni, secondo le condizioni climatiche e il calcestruzzo usato. Infine si eseguono prove a carotaggio o sclerometria per verificare la resistenza raggiunta.

3.6.5 Fasi finali

1. Nel processo finale si installano:
 - Le basi per le bitte (piastre in acciaio o ancoraggi),
 - Le scale in acciaio inox,
 - Le griglie di scolo e tubazioni,
 - I terminali per impianti (cavidotti, tubi acqua, ecc.).

3.7 Posa tubazione antincendio

Durante la realizzazione della trave, sono state create apposite canalizzazioni per consentire in futuro l'installazione di tubazioni per l'approvvigionamento di acqua di mare o lo scarico delle acque meteoriche nell'area retrostante la banchina. Non sono previste modifiche alla rete esistente per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche. Per la predisposizione dell'impianto antincendio si prevede un nuovo cavidotto in PEAD con ripristino dei pozzetti di ispezione con lo stesso interasse di quelli demoliti.

3.7.1 Rete di drenaggio acque meteoriche

È stata realizzata una rete composta da tubazioni in **PEAD Ø 300 mm**, parallele alla linea di banchina.

3.7.2 Profondità di posa

La profondità di posa misurata dalla generatrice superiore del tubo in PEAD dovrà essere almeno 1,00 m ed in ogni caso sarà stabilita dalla Direzione dei Lavori in funzione dei carichi dovuti a circolazione, del pericolo di gelo e del diametro della tubazione. In caso di altezza di rinterro minore del valore minimo sopra indicato, occorre utilizzare tubi di spessore maggiore o fare assorbire i carichi da manufatti di protezione.

3.7.3 Letto di posa

Prima della posa in opera del tubo, sarà steso sul fondo dello scavo uno strato di materiale incoerente, quale sabbia o terra sciolta e vagliata, di spessore non inferiore a 15 cm sul quale verrà posato il tubo che verrà poi rinfiato quanto meno per 15 cm per lato e ricoperto con lo stesso materiale incoerente per uno spessore non inferiore a 20 cm misurato sulla generatrice superiore

3.7.4 Posa della tubazione

L'assieme della condotta può essere effettuato fuori dallo scavo e quindi la posa della condotta avverrà per tratti successivi utilizzando mezzi meccanici. Prima di effettuare il collegamento dei diversi elementi della tubazione, tubi e raccordi devono essere controllati per eventuali difetti ed accuratamente puliti alle estremità; i tubi inoltre saranno tagliati perpendicolarmente all'asse. La Direzione dei Lavori potrà ordinare la posa in opera di opportuni nastri segnaletici sopra la condotta al fine di facilitarne la esatta ubicazione in caso di eventuale manutenzione.

3.7.5 Rinterro

Tenuto conto che il tubo, dilatandosi in funzione della temperatura del terreno, assume delle tensioni se bloccato alle estremità prima del riempimento, si dovrà procedere come segue:

- il riempimento (almeno per i primi 50 cm sopra il tubo) dovrà essere eseguito su tutta la condotta, nelle medesime condizioni di temperatura esterna; esso sarà di norma eseguito nelle ore meno calde della giornata;

- si procederà, sempre a zone di 20-30 m avanzando in una sola direzione e possibilmente in salita: si lavorerà su tre tratte consecutive e si eseguirà contemporaneamente il ricoprimento fino a quota 50 cm sul tubo in una zona, il ricoprimento fino a 15 ÷ 20 cm sul tubo nella zona adiacente e la posa della sabbia intorno al tubo nella tratta più avanzata;
- si potrà procedere a lavoro finito su tratte più lunghe solo in condizioni di temperatura più o meno costante.

Per consentire che il tubo si assesti assumendo la temperatura del terreno, una delle estremità della tratta di condotta dovrà essere mantenuta libera di muoversi e l'attacco ai pezzi speciali e all'altra estremità della condotta dovrà essere eseguito dopo che il ricoprimento è stato portato a 5 ÷ 6 m dal pezzo stesso da collegare.

3.7.6 Ancoraggi e prova delle condotte in pead per acquedotto

Eseguiti i necessari ancoraggi secondo le prescrizioni della Direzione dei Lavori, si procederà alla prova idraulica della condotta. La prova si intende riferita alla condotta con i relativi giunti, curve, T, derivazioni e riduzioni escluso quindi qualsiasi altro accessorio idraulico e cioè: saracinesche, sfiati, scarichi di fondo, idranti, ecc. La prova idraulica in opera dei tubi in PEAD sarà effettuata a tratte di lunghezza opportuna. Come prima operazione si dovrà procedere ad ancorare la condotta nello scavo mediante parziale riempimento con terra vagliata, con l'avvertenza però di lasciare i giunti scoperti ed ispezionabili: ciò per consentire il controllo della loro tenuta idraulica e per evitare comunque il movimento orizzontale e verticale dei tubi sottoposti a pressione. Si procederà quindi al riempimento con acqua dal punto più depresso della tratta, ove verrà installato pure il manometro. Si avrà la massima cura nel lasciare aperti rubinetti, sfiati ecc. onde consentire la completa fuoriuscita dell'aria. Riempita la tratta nel modo sopra descritto la si metterà in pressione a mezzo di una pompa, salendo gradualmente di un kgf/cm² al minuto primo fino a raggiungere la pressione di esercizio. Questa verrà mantenuta per il tempo necessario per consentire l'assestamento dei giunti e l'eliminazione di eventuali perdite che non richiedono lo svuotamento della condotta.

Prova a 1 ora (preliminare-indicativa)

Si porterà la tratta interessata alla pressione di prova idraulica (1,5 volte la pressione nominale a 20 °C) e si isolerà il sistema dalla pompa di prova per un periodo di 1 ora; nel caso di calo di pressione si misurerà il quantitativo di acqua occorrente per ripristinare la pressione di prova. Tale quantitativo non dovrà superare il quantitativo d'acqua ricavato con la seguente formula: 0,125 l per ogni km di condotta, per ogni 3 bar, per ogni 25 mm di diametro interno.

Prova a 12 ore

Effettuata la prova a 1 ora ed avendo ottenuto risultato positivo, si procederà al collaudo a 12 ore lasciando la tratta interessata alla pressione di prova (1,5 volte la pressione nominale) per tale periodo. Trascorso tale termine, nel caso di calo di pressione, il quantitativo di acqua necessaria per ristabilire la pressione di prova non dovrà superare il quantitativo di acqua ottenuto con la precedente formula riferita a 12 ore. Solo in quest'ultimo caso, il collaudo sarà da ritenersi positivo.

3.8 Realizzazione tiranti:

3.8.1 Tiranti di ancoraggio a bulbo profondo

I tiranti di ancoraggio permanenti che forniscono il vincolo sommitale ai banchinamenti sono del tipo a bulbo iniettato armati con barre di armatura tipo Dywidag $\phi 47$.

Considerando la variabilità delle situazioni riscontrate sono state utilizzate 2 diverse tipologie di ancoraggi a bulbo:

- ancoraggi con fondazione realizzata con il sistema ad iniezioni ripetute e selettive (tipo IRS);
- ancoraggi con fondazione realizzata tramite un pre-trattamento coassiale in jet grouting.

La tipologia di ancoraggio utilizzata per questa banchina è realizzata tramite pre-trattamento coassiale in jet-grouting consiste in un ancoraggio in cui l'iniezione valvolata ad alta pressione per realizzare una fondazione di elevato diametro viene sostituita da un trattamento colonnare in jet grouting. Le fasi realizzative sono indicativamente le seguenti:

- perforazione inclinata protetta da camicia metallica per l'intera parte libera dell'ancoraggio;
- inserimento delle aste di iniezione e realizzazione di un trattamento colonnare in jet-grouting per l'intera fondazione dell'ancoraggio, così che risulti coassiale all'ancoraggio stesso;
- completamento della perforazione inclinata immediatamente dopo la conclusione dell'iniezione jet grouting;
- inserimento dell'armatura opportunamente inguainata e dei dispositivi di iniezione;
- riempimento della guaina e dell'intercapedine tra guaina e camicia con malta cementizia;
- estrazione della camicia metallica ed eventuale rabbocco progressivo della malta cementizia così da tenere il foro sempre sostenuto;
- maturazione dell'iniezione;
- prova di trazione di verifica e completamento della testata.

Particolare attenzione dovrà essere prestata affinché il trattamento in jet-grouting e la perforazione dello stesso per l'inserimento dell'armatura siano coassiali. In tal senso si sceglieranno opportunamente sezioni e rigidezze delle aste di perforazione e di iniezione. Inoltre, per evitare il dilavamento della malta di iniezione del jet-grouting, la riproforazione "a fresco" della colonna dovrà avvenire utilizzando boiaccia cementizia come fluido di circolazione.

Infine particolare cura sarà riposta nella scelta delle soluzioni tecnologiche affinché la barra di armatura nella parte libera dell'ancoraggio sia effettivamente scollegata dalla malta di iniezione circostante così che il trasferimento dello sforzo di trazione al terreno avvenga solo nella fondazione opportunamente deputata allo scopo.

3.8.1.1 Perforazione

La perforazione potrà essere eseguita a rotazione o a rotopercolazione, in modo tale da comportare il minimo disturbo del terreno e da evitare danni alle opere circostanti. Il foro potrà essere eseguito a qualsiasi altezza e il Contraente Generale dovrà provvedere ad eseguire idonei ponteggi ed impalcature eventualmente necessari rispondenti a tutte le indicazioni di Legge. Il foro dovrà essere rivestito nel caso che il terreno sia rigonfiante o non abbia coesione sufficiente ad assicurare la stabilità delle pareti del foro durante e dopo la posa delle armature. Il diametro dei fori deve essere non inferiore ai diametri nominali previsti in progetto. Durante la perforazione va compilato un profilo indicativo del terreno attraversato, da consegnare alla Direzione dei Lavori alla fine della perforazione di ogni ancoraggio.

Vanno inoltre segnalate al Direttore dei Lavori eventuali discordanze tra le stratigrafie ipotizzate in progetto e quelle effettivamente riscontrate in campo.

3.8.1.2 Allestimento del tirante

Ultimata la rimozione dei detriti si provvederà all'allestimento del tirante:

- riempimento del foro con miscela cementizia (cementazione di 1^a fase), se necessario;
- introduzione del tirante;
- riempimento dei dispositivi di separazione e protezione interni (sacco otturatore, bulbo interno);
- esecuzione delle iniezioni selettive a pressioni e volumi controllati;
- posizionamento della testata e dei dispositivi di tensionamento;
- prove di carico di collaudo;
- tensionamento del tirante;
- iniezione della parte libera;
- protezione della testata.

3.8.1.3 Iniezione

L'iniezione deve essere eseguita il più presto possibile dopo l'inserimento dell'ancoraggio nel foro. Nel caso di fori suborizzontali, l'iniezione deve avvenire sempre dal punto più basso della perforazione. Possono distinguersi le seguenti modalità di iniezione:

- iniezione in unica soluzione a semplice circolazione o a circolazione forzata; in questo caso l'iniezione deve proseguire finché la consistenza della malta rifluente a bocca foro è uguale a quella della malta iniettata; con questo metodo si inietta contemporaneamente il tratto vincolato e quello libero dell'ancoraggio;
- iniezione a due stadi: questo metodo consente di iniettare separatamente i due tratti (vincolato e libero) dell'ancoraggio consentendo di elevare la pressione di iniezione nel tratto vincolato; in questo caso il tratto vincolato dell'ancoraggio è separato dal tratto libero mediante un opportuno otturatore (sacco otturatore)
- iniezione a più stadi (utilizzata per i tiranti previsti in progetto): questa modalità prevede l'utilizzo di guaine o tubi di iniezione muniti di opportune valvole, in corrispondenza del tratto vincolato dell'ancoraggio, tipicamente intervallate di 50 cm, per consentire l'iniezione della miscela per tratti.

L'iniezione si articola in due fasi:

1. iniezione primaria, a circolazione forzata, per tutta la lunghezza dell'ancoraggio in modo da colmare completamente l'intercapedine foro-ancoraggio, operazione del tutto simile all'iniezione in unica soluzione;
2. iniezione a pressione per tratti della lunghezza di fondazione dell'ancoraggio, trascorsi 12-24 ore dall'iniezione primaria, attraverso valvole predisposte nella tubazione o guaina della parte vincolata; la pressione di iniezione, in questo caso, oltre che raggiungere valori più elevati rispetto ai due metodi precedenti, consente di dosare la pressione in corrispondenza di ciascun tratto in funzione delle caratteristiche puntuali del terreno circostante. Inoltre l'iniezione di ciascun tratto può essere ripetuta più volte forzando ulteriore malta nel terreno e aumentando così la pressione di confinamento all'interfaccia terreno/malta con conseguente incremento della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio. Si procederà valvola

per valvola, a partire dal fondo, tramite un packer a doppia tenuta collegato al circuito di iniezione. La massima pressione di apertura delle valvole non dovrà superare il limite di 60 bar; in caso contrario la valvola potrà essere abbandonata. Ottenuta l'apertura della valvola si darà luogo all'iniezione in pressione fino ad ottenere i valori dei volumi di assorbimento previsti in progetto. L'iniezione dovrà essere tassativamente eseguita utilizzando portate non superiori a 30 l/min, e comunque con valori che, in relazione alla effettiva pressione di impiego, siano tali da evitare fenomeni di fratturazione idraulica del terreno.

3.8.1.4 Elementi di protezione

In relazione alla aggressività dell'ambiente sono ammesse le seguenti due classi di protezione:

- classe 1 per tiranti provvisori in ambiente aggressivo e non aggressivo e per tiranti permanenti in ambiente non aggressivo, con protezione che consisterà in una guaina di polietilene o di polipropilene che avvolge il tratto libero;
- classe 2 per tiranti permanenti in ambiente aggressivo, con protezione di tutto il tirante che sarà costituita da una guaina in polietilene o in polipropilene; essa potrà essere flessibile o semirigida e liscia per il tratto libero; sarà invece corrugata per il tratto di fondazione del tirante. Questi sono i tiranti comunemente più usati su questa tipologia di banchine poiché devono operare in condizioni marine e di conseguenza in quello che è considerato un ambiente aggressivo. Lo spessore della guaina non dovrà essere inferiore a 1,5 mm e dovrà garantire contro lacerazioni in tutte le fasi di lavorazione e posa ed in presenza delle sollecitazioni meccaniche e chimiche previste in esercizio. La sezione interna della guaina dovrà essere pari ad almeno quattro volte la sezione trasversale complessiva delle armature (trefoli o barre) contenute e dovrà comunque assicurare uno spessore di iniezione per il ricoprimento degli elementi più esterni dell'armatura di almeno 5 mm.

3.8.1.5 Tesatura e collaudo

Trascorsi ventotto giorni dall'ultima iniezione, o meno, secondo il tipo di miscela, ogni tirante verrà sottoposto a tesatura di collaudo, in accordo alle raccomandazioni AGI-AICAP. L'inizio delle operazioni di tesatura e collaudo dovrà essere comunque autorizzato dalla D.L. La trazione di collaudo (N_c) è pari a 1,2 volte la trazione massima di esercizio (N_s). La prova di collaudo si eseguirà assegnando dapprima al tirante una trazione di assestamento $N_0 = 0,10 N_s$ ed aumentando la trazione fino al valore di collaudo misurando i corrispondenti allungamenti dell'armatura rispetto alla piastra di testata. I tiranti che non soddisferanno i requisiti di collaudo dovranno essere sostituiti con nuovi tiranti di caratteristiche e posizione concordate con la D.L. In tali casi maggiori oneri che ne deriveranno saranno a totale carico del Contraente Generale. Ai tiranti risultanti idonei verrà applicata gradualmente e senza interruzioni la forza di tesatura iniziale prevista dal progetto. Al termine delle operazioni di tesatura verranno serrati gli organi di bloccaggio.

3.8.1.6 Protezioni anticorrosive in opera

La protezione anticorrosiva del tratto libero del tirante sarà completata iniettando all'interno della guaina la miscela utilizzata nelle operazioni di iniezione dopo il completamento delle operazioni di tesatura del tirante. L'iniezione nel tratto libero della miscela cementizia prima della tesatura o di fasi eventuali di ritesatura, potrà avvenire solo per armature costituite da trefoli a sezione compatta, ingrassati e protetti da guaine individuali in

P.V.C., in modo che sia assicurato lo scorrimento tra guaina e trefolo con minime resistenze. La protezione della testata del tirante potrà essere ottenuta, nei casi in cui è prescritta la protezione di classe 1, con un getto della miscela indicata previa aggiunta di additivi antiritiro, mentre nel caso si debba realizzare una protezione di classe 2, si provvederà all'incapsulamento della testata mediante involucri protettivi di polietilene o polipropilene di spessore minimo pari a 2 mm che verranno connessi per saldatura alla guaina che avvolge il tratto libero; successivamente, con un getto di miscela cementizia, armata con rete, si proteggerà ulteriormente la testa dagli urti e dalle abrasioni. Per un periodo non inferiore a centottanta giorni decorrente dalla data della ultimazione delle operazioni di tesatura di collaudo, le teste di tutti i tiranti dovranno essere lasciate accessibili per le operazioni di controllo e ritesatura

3.8.1.7 Documentazione dei lavori

Per ogni tirante, sia preliminare di prova che di progetto dovrà essere compilata dall'Impresa, in contraddittorio con la Direzione dei Lavori, una scheda recante le seguenti indicazioni:

- diametro, lunghezza e sistema di perforazione;
- stratigrafia attraversata durante la perforazione;
- eventuali iniezioni preliminari di intasamento;
- tipo e dimensioni delle armature metalliche;
- lunghezza del tratto attivo;
- quantità di malta iniettata e sua composizione;
- risultati delle prove di collaudo (forze applicate e allungamenti corrispondenti misurate come descritto al relativo paragrafo);
- date di perforazione, iniezione e tesatura di collaudo.

3.8.1.8 Prove di collaudo

Ad eccezione delle misurazioni, che verranno affidate dalla Stazione Appaltante ad un Laboratorio Ufficiale, le prove di carico saranno onere del Contraente Generale, che dovrà fornire l'assistenza nonché i relativi contrasti. Il progetto prevede la realizzazione di tiranti di prova, che dovranno essere sottoposti a collaudo prima della realizzazione dei tiranti definitivi.

I tiranti per la verifica di idoneità vengono testati con la seguente procedura:

- tesatura fino ad una forza di allineamento (P_a) pari al 10% del massimo carico di prova (P_p) o 50 kN;
- tesatura per incrementi di carico, come indicato nella colonna "Rocce o terreni incoerenti" per ancoraggi permanenti nella seguente tabella:

Fase di carico	Carico applicato	Durata minima del carico (min) per la misura degli allungamenti			
		Ancoraggi temporanei		Ancoraggi permanenti	
		Roccia o Terreni incoerenti	Terreni a grana fine	Roccia o Terreni incoerenti	Terreni a grana fine
1	0,25 P_n	1	1	15	15
2	0,40 P_p	1	1	15	15
3	0,55 P_p	1	1	15	15
4	0,70 P_p	5	5	30	60
5	0,85 P_p	5	5	30	60
6	1,00 P_p	30	60	60	180

Tab. 39 – Prove di collaudo dei tiranti

3.8.1.9 Monitoraggio degli ancoraggi di progetto nel corso delle prove preliminari

Nel corso delle prove preliminari, gli ancoraggi di progetto saranno monitorati in modo da acquisire il maggior numero di informazioni qualitativamente e quantitativamente utili a valutare il comportamento tenso deformativo dei vari elementi che costituiscono il sistema di ancoraggio (testa, lunghezza libera e bulbo) e verificarne l'idoneità alla funzionalità statica delle opere prevista in progetto.

Si raccomanda che l'intera parte libera della barra venga sempre rivestita con guaina liscia e internamente lubrificata così che l'ancoraggio alla fondazione avvenga solo nella parte di bulbo deputata allo scopo. È stato pertanto definito un sistema di monitoraggio costituito da:

- 6 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante, a diverse quote corrispondenti alle massime sollecitazioni tensionali;
- cella di carico toroidale sulla testa di ancoraggio del tirante nel corso della tesatura per il monitoraggio dell'andamento del tiro nel tempo;
- controllo topografico mediante mire ottiche installate in prossimità della testa di ancoraggio e sulla trave di testata in calcestruzzo armato mediante target riflettenti.

Il sistema di monitoraggio così predisposto consente di valutare con precisione la distribuzione delle azioni di trazione lungo la barra di ancoraggio e quindi la mobilitazione della resistenza nel terreno.

3.8.2.1 Cella di carico toroidale

Il carico di trazione viene impresso alla barra da un martinetto idraulico ed il relativo carico viene determinato sulla base della pressione indicata dal manometro della pompa idraulica. Per verificare e misurare l'effettiva entità del carico applicato alla barra si predisporrà un secondo sistema di misura costituito da una cella di carico di forma toroidale sensibilizzata con strain gauges di tipo resistivo.

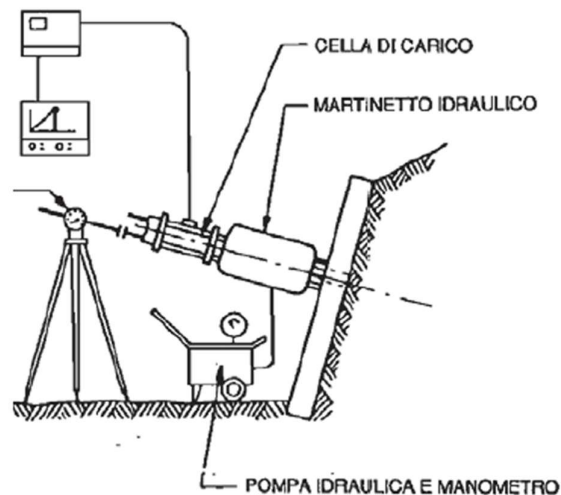


Fig. 112 - Schema dei dispositivi di misura in testata per l'esecuzione della prova di carico

La cella, sottoposta ad un carico, subisce una deformazione che viene rilevata dagli estensimetri, i quali variando il loro valore di resistenza, generano in uscita un segnale elettrico proporzionale al carico applicato. Essendo la prova con carico coassiale, la cella di carico potrà essere collocata sia a monte che a valle del martinetto idraulico previa predisposizione, se necessaria, di apposita piastra di ripartizione. Le celle di carico dovranno avere un campo di misura 0-2000kN. Il sensore di misura dovrà consentire un'accuratezza dello 0,5% del fondo scala.

3.8.2.2 Monitoraggio a lungo termine

Per il controllo del comportamento a lungo termine degli ancoraggi si prevede di strumentare 2 ancoraggi definitivi per ogni banchinamento, scelti dalla Direzione dei Lavori, con l'installazione di celle di carico toroidali in corrispondenza della testata, posti a distanza reciproca non inferiore a 50 m. I collegamenti elettrici per gli strumenti di misura andranno alloggiati in apposito pozzetto ispezionabile ed impermeabile. Particolare attenzione verrà posta in relazione alla durabilità della parte elettrica in ambiente aggressivo

3.9 Bitte ed altri arredi di banchina

3.9.1 Parabordi

L'Impresa dovrà fornire e collocare in opera tutti i parabordi previsti negli elaborati di progetto esattamente nelle posizioni ivi indicate. Sono previste due distinte tipologie di parabordi:

- parabordi costituiti da manicotto di forma cilindrico-cava del diametro esterno di 1000 mm ed interno di 500 mm, lunghezza 1500 mm;
- parabordi conici forniti di uno scudo costituito da un pannello frontale chiuso in acciaio galvanizzato, delle dimensioni di mm 3000x2300 con smussi di 75 mm su ogni lato, su cui sarà applicato un pannello in polietilene ad alta densità.

In questa banchina saranno utilizzati quelli appartenenti alla prima tipologia indicata. I parabordi dovranno essere realizzati in gomma sintetica particolare resistente alla salsedine, all'invecchiamento, alle flessioni ripetute, all'abrasione, alla lacerazione ed all'ozono.

La documentazione attestante le caratteristiche dei parabordi fornita dal fornitore dovrà essere approvata dalla Direzione dei Lavori. L'installazione dei parabordi dovrà essere effettuata secondo le modalità, con tutti gli accorgimenti tecnici e gli accessori indicati dal fornitore per garantire la corretta funzionalità del sistema di accosto. A carico dell'Impresa è compreso l'onere per l'esecuzione dei vani per l'alloggiamento della ferramenta di ancoraggio e sostegno, la fornitura e posa in opera dei dispositivi di ancoraggio (catene, barre, grilli, piastre, tirafondi etc.) di acciaio zincato, e qualsiasi onere e magistero per dare il lavoro finito a regola d'arte secondo le indicazioni del produttore

3.9.2 Bitte di ormeggio

Il Contraente Generale dovrà provvedere alla fornitura e alla collocazione in opera di bitte di ormeggio in acciaio S275 zincato a caldo, del tipo descritto nei corrispettivi elaborati grafici e collocate secondo le indicazioni progettuali. Il tiro nominale dev'essere non inferiore a 100 t, e comunque conforme alle prescrizioni di progetto. Le prestazioni richieste dovranno essere certificate dal fornitore riconosciuto idoneo dalla Direzione dei Lavori.

3.9.3 Arredi di banchina

Sono a carico e ad onere del Contraente Generale tutti i materiali necessari alla perfetta realizzazione e messa in opera degli arredi in conformità alle prescrizioni progettuali, tutte le certificazioni dei materiali e tutte le prove di collaudo previste a norma di legge. La lavorazione comprende il trasporto, il carico e scarico dei materiali, la loro movimentazione nonché le eventuali opere provvisorie, i piani di lavoro e i ponteggi.

Gli ancoraggi andranno eseguiti a regola d'arte, così da non creare inconvenienti durante il montaggio degli arredi. Tutte le parti metalliche che, pur ancorate, rimarranno all'esterno del calcestruzzo, dovranno essere verniciate preventivamente nelle parti non a contatto con i getti con una mano di prodotto per evitare l'ossidazione e, dopo il montaggio, con due mani di vernice. Ciascun arredo di sovrastruttura dovrà essere costruito secondo i disegni esecutivi ed essere accettato dalla Direzione dei Lavori.

3.9.4 Scalette alla marinara

Le scalette alla marinara devono essere del tipo descritto nei corrispettivi elaborati grafici e nell'Elenco Prezzi, costruite con montanti e distanziatori in profilati in acciaio inox AISI 316 e collocate secondo le indicazioni dei disegni progettuali. Sono compresi gli ancoraggi da inghiassare nei getti di calcestruzzo delle sovrastrutture del muro di banchina e le coppie di piedini distanziatori, provvisti di apposite asole per il fissaggio mediante saldatura o imbullonatura (bulloni in acciaio inox) in zanche premurate nella trave in c.a. ovvero mediante la messa in opera di idonei tasselli in acciaio inox. La posa in opera delle scalette comprende altresì l'onere per l'eventuale creazione di una apposita nicchia nella trave di coronamento.

4. Sistema di monitoraggio

L'esercizio ha lo scopo di verificare la validità delle previsioni progettuali attraverso un confronto sistematico tra le stesse previsioni e quanto misurato mediante la strumentazione installata. Prima dell'inizio dell'esecuzione delle opere sarà predisposto un piano operativo di monitoraggio per il controllo del comportamento del terreno e delle strutture sia durante i lavori e sia in fase di esercizio. Tale piano sarà redatto a cura del Contraente Generale sulla base del programma di monitoraggio indicato nel progetto e, sentito il progettista, sottoposto alla DL per l'approvazione. In tale piano dovranno essere chiaramente indicate le ipotesi formulate per la valutazione dei cedimenti e del grado di consolidazione dei terreni, e degli spostamenti e delle deformazioni delle strutture. Nel piano dovranno inoltre essere indicati: la frequenza delle letture in corso d'opera ed in fase di esercizio; il periodo di tempo nel quale si devono proseguire le misure durante l'esercizio e la frequenza delle letture da effettuare dopo il collaudo, per la vita dell'opera. La raccolta, l'analisi e l'interpretazione dei dati derivati dalle misure in corso d'opera e durante l'esercizio dovranno essere condotti con particolare sistematicità e cura, secondo indicazioni che saranno date dalla DL, sentito il progettista, in modo da consentire l'archiviazione e la conseguente creazione di un "data base" da utilizzare a beneficio delle opere che saranno costruite nel futuro. Il piano di monitoraggio dovrà tenere conto dell'affidabilità degli strumenti da utilizzare, della loro semplicità nell'installazione e nella relativa misura, della robustezza e, non ultimo, dei possibili disagi che l'allestimento delle sezioni strumentate comporta all'intera organizzazione di cantiere.

4.1 Monitoraggio inclinometrico

La misura dell'andamento degli spostamenti orizzontali con la profondità del terreno verrà effettuato mediante misure eseguite su colonne inclinometriche di lunghezza opportuna. Lo stato deformativo del tubo è rilevato mediante misure condotte con sonde rimovibili. Le misure inclinometriche consistono nel rilevamento e nella restituzione grafico/numerica degli spostamenti nella direzione radiale. L'inclinometro è composto da un tubo inclinometrico, da una sonda, da una centralina di misura e dal relativo cavo di connessione. I tubi utilizzati solidarizzati alle strutture di banchina possiedono, al loro interno, 4 scanalature di guida entro cui scorre la sonda rimovibile.

I tubi, in ABS o PVC, hanno in genere lunghezza di 3 m, spessore circa 3 mm e diametri nominali 60 mm, giuntati mediante manicotti.

4.2 Monitoraggio delle tensioni mediante celle di carico

La valutazione del carico trasferito al sistema di ancoraggio verrà effettuata mediante celle di carico toroidali di tipo elettrico installate in corrispondenza del collegamento tra i tiranti ed i pali del paramento lato mare. Per garantire una ripartizione uniforme del carico sull'intero corpo della cella, si richiede l'installazione di una piastra in acciaio, di spessore minimo pari a 30 mm e diametro superiore almeno 20 mm rispetto a quello della cella, da inserire tra la cella e la testa di ancoraggio. Per il corretto funzionamento della cella, questa deve essere interposta tra due piastre d'acciaio che devono essere più rigide della cella stessa. Inoltre, bisogna evitare piastre con fori centrali molto più piccoli della cella per evitare la flessione sotto carico della piastra stessa.

La cella verrà messa in opera prima di eseguire il tensionamento del tirante. Prima di procedere alla messa in opera, sarà necessario eseguire una misura di controllo della cella di carico "scarica" direttamente al manometro o con la centralina, riportando in entrambi i casi il valore letto. Si ricorda che, successivamente alla tesatura del tirante, si verifica un assestamento di tutto il sistema e quindi una diminuzione del valore di carico, stimabile intorno al 10÷15 %.

5. MATERIALI DI RISULTA

5.1 Volumi per tipologia

I materiali di risulta derivano dalla demolizione delle pavimentazioni e delle strutture delle banchine esistenti e dai materiali derivanti dagli scavi necessari per i pali di fondazione. Si tratta dunque principalmente di:

- Calcestruzzo derivante dalle operazioni di demolizione e delle travi di coronamento.
- Miscele bituminose derivanti dalla fresatura della pavimentazione esistente.
- Terre e rocce da scavo.
- Materiali misti dell'attività di costruzione e demolizione.

Si fa presente che, durante l'esecuzione dei lavori, vi è una eventuale possibilità di ottenere ulteriori tipologie di rifiuti non quantificabili però allo stato attuale. Questi possono essere rappresentati per esempio da tubazioni in plastica o altri materiali comunque conosciuti alla fonte e che non richiedono pertanto la classificazione.

DEMOLIZIONI E SCAVI		
Categoria	Descrizione	Volume m ³
Demolizioni	Pavimentazione retrostante la banchina di coronamento esistente. Non è nota la stratigrafia della fondazione stradale da demolire.	1.924,1
Demolizioni	Platea di appoggio in c.a. per braccio meccanico utile alla movimentazione materiale da banchina	17,50
Demolizioni	Demolizione parziale della trave esistente per l'ammorsamento del ringrosso della nuova trave di progetto	227,48
Demolizioni	Demolizione parziale cunicolo impianti interferenze con realizzazione nuova pavimentazione di banchina	7,89
Scavi	Volume terre e rocce da scavo per pali trivellati Ø 1200 (n° 113 - L = 29,0 m)	3.706,20
COSTRUZIONI		
<u>Non sono previsti interventi mediante l'ausilio di materiali di riporto.</u>		
Altri materiali:		
Categoria	Descrizione	kg
Rimozione	Bitte d'ormeggio in ghisa/acciaio	4.950,00
Rimozione	Scalette alla marinara	308,40
Categoria	Descrizione	Cad.
Rimozione	parabordi	19

Tab. 40 – Volumi e tipologie di materiali di risulta prodotti dalle lavorazioni

6. GESTIONE DELLE MATERIE

6.1 Siti di produzione dei materiali di risulta

I siti di produzione dei materiali di risulta sono costituiti dalla zona di intervento dove è prevista la demolizione delle strutture e dei manufatti, esistenti, la regolarizzazione dell'attuale piano campagna e/o piano stradale, la demolizione dell'attuale pavimentazione e la realizzazione delle strutture di fondazione delle opere.

6.2 Caratterizzazione in corso d'opera dei materiali di risulta

La caratterizzazione in corso d'opera dei materiali di scavo sarà effettuata in corrispondenza di vasche di deposito temporaneo realizzate con elementi prefabbricati ed ubicate all'interno delle aree di cantiere. Sul punto si rappresenta il perimetro dell'area di produzione, ai fini dell'allocazione dei depositi temporanei, è quello individuato dall'insieme delle aree accessorie che formano oggetto dell'appalto. I materiali saranno disposti nel sito separando le varie tipologie, al fine di formare cumuli di materiali omogenei. Per la caratterizzazione ambientale si prevede il prelievo di un campione per ogni cumulo di materiale omogeneo; il volume del cumulo dipende dalle dimensioni della vasca. Su ciascun campione saranno condotte le determinazioni analitiche previste dalla normativa vigente per la gestione dei materiali di risulta in regime di rifiuto, ovvero con conferimento a idoneo impianto di smaltimento e/o recupero.

Sono esclusi dalle attività di caratterizzazione ambientale descritta in questo ambito, i materiali che dovessero essere rinvenuti sui siti e identificabili all'origine: ad esempio il ferro e l'acciaio, la plastica (tubazioni, chiusini metallici, manufatti ecc.); questi saranno caricati sui mezzi di trasporto ed inviati ad impianto di recupero autorizzato. Saranno invece caratterizzati in banco prima della loro demolizione, le pavimentazioni ed i manufatti in calcestruzzo per semplificare le operazioni di rimozione, che potranno avvenire prima del completamento delle vasche di deposito. Le analisi da effettuarsi su quest'ultimi campioni saranno le medesime sopradescritte.

6.3 Siti di conferimento dei materiali di risulta

Con riferimento alle operazioni di recupero e smaltimento, in sede di progetto, sulla base delle indagini preliminari svolte e della tipologia di materiali prodotti, sono stati ipotizzati i seguenti codici CER (Codice Europei per i Rifiuti) ai materiali di risulta:

- 170101: cemento e calcestruzzo;
- 170302: miscele bituminose;
- 170504: terre e rocce da scavo (materiale terrigeno sia esso naturale che antropico derivante dalla realizzazione delle strutture di fondazione delle opere in quota);
- 170904: materiali misti dell'attività di costruzione e demolizione. Nel caso si rendesse necessario sostituire, parzialmente o totalmente, tubazioni in plastica ammalorate o venissero rinvenuti elementi metallici cui si ritiene possano essere applicati i seguenti codici CER:
- 17 02 03 Plastica da demolizione e costruzione;
- 17 04 05: ferro e acciaio;
- 19 10 01: rifiuti di ferro e acciaio prodotti da operazione di frantumazione di rifiuti contenenti metallo.

Saranno individuate in corso d'opera idonei centri di smaltimento e/o recupero autorizzati. In linea con le previsioni sopracitate, sono stati in questa sede individuati siti di conferimento in grado di accettare tutte le tipologie di materiale di risulta:

- Cementerie Barbetti SpA, ubicato in via Baiona 228, Area Industriale (RA).

- Ecocave SrL, ubicato in via dello Scolone (RA).
- Impianto Bosca SrL, via Bosca (RA). Tutti i siti sono situati nel raggio di 10 km dalle aree di cantiere.

Nella tabella seguente sono elencate tutte le tipologie di rifiuto che possono essere gestiti negli impianti individuati.

Tipologia di rifiuto e relativo CER (Codice Europeo dei Rifiuti)	Cementerie Barbetti SpA	Ecocave SrL	Impianto Bosca Srl
101311 Rifiuti della produzione di materiali compositi a base di cemento, diversi da quelli di cui alle voci 10 13 09 e 10 13 10		x	x
101314 Rifiuti e fanghi di cemento		x	
17 01 01 Cemento		x	x
17 01 02 Mattoni		x	x
17 01 03 Mattonelle e ceramiche		x	x
17 01 07 Miscugli o frazioni separate di cemento, mattoni, mattonelle e ceramiche, diverse da quelle di cui alla voce 17 01 06		x	x
17 03 02 Miscele bituminose diverse da quelle di cui alla voce 17 03 01			x
17 05 04 Terra e rocce, diverse da quelle di cui alla voce 17 05 03	x		
17 05 06 Materiale di dragaggio, diversa da quella di cui alla voce 17 05 05	x		
17 08 02 Materiali da costruzione a base di gesso diversi da quelli di cui alla voce 17 08 01		x	x
17 09 04 Rifiuti misti dell'attività di costruzione e demolizione, diversi da quelli di cui alle voci 17 09 01, 17 09 02 e 17 09 03	x	x	x
20 03 01 Rifiuti urbani non differenziati			x

Tab. 41 – Siti di conferimento dei materiali di risulta

6.4 Siti di deposito intermedio

I siti di deposito intermedio sono costituiti dalle vasche utilizzate per la caratterizzazione ambientale ed ubicate all'interno dell'area di cantiere. Gli stessi sono costituiti da aree perimetrate ovvero, limitatamente ai materiali provenienti dalle trivellazioni dei pali, dalle vasche utilizzate per la caratterizzazione ambientale, entrambe ubicate all'interno dell'area di cantiere.

Le vasche di deposito saranno realizzate con elementi prefabbricati ed avranno dimensioni variabili in funzione della effettiva disponibilità di spazi sufficienti a garantire l'operatività del cantiere. Nel caso in esame si prevedono le seguenti dimensioni:

Banchina	Superficie (m²)	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Altezza (m)	Volume (m³)
ALMA	364,00	8,00	45,50	1,20	436,80

Tab. 42 – Dimensioni vasca di deposito materiale in banchina Alma

Il materiale scavato o derivante da demolizione rimarrà depositato nelle vasche il tempo sufficiente al completamento delle operazioni di caratterizzazione (di norma pochi giorni).

7.0 QUALITA' E PROVENIENZA DEI MATERIALI E RELATIVE PRESCRIZIONI

In un cantiere, la direzione lavori assume un ruolo rilevante nel garantire che i materiali utilizzati, rispettino i requisiti di progetto, le normative tecniche e le aspettative di qualità. A tal fine, la verifica dei materiali avviene in **tre fasi distinte**, previste anche dalle normative tecniche (come il D.M. 17 gennaio 2018 – NTC 2018). In particolare:

7.1 Fase di prequalifica

La fase di prequalifica è rivolta alla selezione dei fornitori e dei materiali. Vengono individuati criteri per valutarne l' idoneità, attraverso la verifica di certificazioni, attestati di qualità, o prove di laboratorio. Questa fase rappresenta un processo fondamentale per garantire le caratteristiche e la conformità dei materiali utilizzati nel cantiere. Il compito del direttore dei lavori (DL) è appunto quello di verificare che i materiali impiegati siano adeguati alle specifiche di progetto, alle normative tecniche e che siano idonei all'uso previsto.

7.2 Attività dettagliate:

- Valutazione tecnica della documentazione dei materiali, tra cui:
 - Schede tecniche fornite dal produttore;
 - Certificazioni di qualità e di prestazione;
 - Eventuali marcature CE e Dichiarazioni di Prestazione (DoP), obbligatorie per prodotti da costruzione secondo il Regolamento UE 305/2011.
- Confronto con le specifiche del progetto strutturale, architettonico e impiantistico.
- Se richiesto, possono essere effettuate:
 - Prove preliminari su campioni (in laboratorio);
 - Simulazioni applicative (es. test di adesione, compatibilità tra materiali, etc.).

7.3 Obiettivo:

Valutazione prima dell'acquisto e della messa in opera che i materiali siano adeguati a quanto richiesto dal progetto e dalle norme (es. NTC 2018, Eurocodici, norme UNI/EN).

Esempio:

Una tipologia di calcestruzzo preconfezionato dichiarato come **C30/37** necessita una prequalificazione data dal confronto fra:

- Le curve granulometriche degli inerti;
- Le caratteristiche meccaniche a compressione (mediante prove su cubi da 150 mm);

- L'ambiente di esposizione (es. XC2 o XA1 secondo la norma UNI EN 206).

7.4 Controllo in accettazione

7.4.1 Finalità:

Questa verifica viene effettuata al momento della consegna dei materiali o dei componenti in cantiere. Viene monitorato che il materiale ricevuto corrisponda a quanto ordinato e che sia conforme alle specifiche tecniche, attraverso controlli visivi, esami di laboratorio o altri metodi di verifica. In base a quanto rilevato vengono assunte decisioni in merito alle sorti del lotto produttivo fornito, basata su di un campione. Si tratta di una misurazione della non qualità. Non è un metodo di controllo della qualità.

Questa operazione ha la funzione di controllare che i materiali consegnati in cantiere corrispondano a quelli prequalificati e siano idonei all'uso destinato.

7.4.2 Attività dettagliate:

- Controllo documentazione all'arrivo del materiale:
 - Verifica del Documento di Trasporto (DDT);
 - Certificazioni accompagnatorie (es. per acciaio: certificato 3.1 secondo UNI EN 10204);
 - Etichette e marcature CE.
- Controllo visivo e dimensionale dei materiali (es. presenza di danneggiamenti, pezzature errate, deterioramento).
- Prelievo e invio a prova di campioni per verifica di:
 - Resistenza meccanica;
 - Composizione chimica;
 - Prestazioni specifiche (es. reazione al fuoco, permeabilità, etc.).

7.4.3 Per i materiali strutturali:

L'art. 11 del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) impone l'obbligo di eseguire prove in accettazione secondo modalità specifiche:

- Per il calcestruzzo, ad esempio, è previsto:
 - Il prelevamento di almeno 3 cubetti ogni 100 m³ di getto, o ogni giorno di getto
 - Il successivo invio a laboratorio autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale (STC).

7.4.4 Materiali tipicamente controllati in accettazione:

- Acciaio da armatura (acciaio B450C, reti elettrosaldate);
- Laterizi e blocchi strutturali;
- Impermeabilizzanti;
- Prodotti prefabbricati.

7.5 Controlli in corso d'opera

7.5.1 Finalità:

Controlli che i materiali vengano impiegati correttamente durante la posa in opera, nel rispetto delle regole dell'arte, le istruzioni del produttore e le prescrizioni di progetto.

7.5.2 Attività dettagliate:

- Sopralluoghi regolari della Direzione Lavori per:
 - Attestare la corretta esecuzione (es. spessori, livelli, giunti di posa);
 - Verificare la presenza delle coperture e protezioni durante la maturazione dei materiali (es. copertura del calcestruzzo durante la stagionatura);
 - Monitorare eventuali operazioni speciali (es. impermeabilizzazioni, posa di isolamenti).
- Esecuzione di prove in situ, tra cui:
 - Prove non distruttive su calcestruzzo (sclerometria, pacometria, ultrasoni);
 - Controlli di aderenza o pull-out;
 - Verifica della compattazione o densità del terreno riempito;
 - Eventuali carotaggi su opere finite.

7.5.3 Documentazione:

Come già esposto in precedenza è necessario che tutti i processi debbano essere registrati nel giornale dei lavori e/o nei verbali di controllo firmati dal Direttore Lavori e dall'appaltatore con l'obiettivo di prevenire difetti esecutivi che, anche con materiali conformi, potrebbero compromettere la durabilità, sicurezza e funzionalità dell'opera.

Nel caso in cui l'opera o la parte di opera per la quale non sia accertata la conformità della resistenza a compressione o di altre caratteristiche fondamentali, non potrà essere contabilizzata finché la non conformità non sarà eliminata o accettata dalla Direzione dei Lavori, a seguito delle verifiche sulle opere finite. La DL potrà

richiedere, durante il corso dei lavori, ulteriori controlli oltre a quelli previsti dalla legge in funzione dell'entità dei getti, delle caratteristiche statiche delle strutture, dell'andamento climatico e della particolarità delle opere.

Riassumendo, le tre fasi si completano a vicenda e costituiscono il sistema di controllo tecnico-qualitativo dei materiali da costruzione. Ecco un breve schema riassuntivo:

Fase	Chi controlla	Cosa si controlla	Quando
Prequalifica	Direzione Lavori	Idoneità tecnica e normativa del materiale	Prima della fornitura/acquisto
Accettazione	Direzione Lavori	Conformità tra materiali arrivati e progetto	All'arrivo in cantiere
Corso d'opera	Direzione Lavori	Utilizzo opportuno e posa dei materiali	Durante l'esecuzione dell'opera

In sintesi, questi tre tipi di controllo formano un sistema per assicurare che il lavoro in cantiere sia eseguito secondo criteri di qualità elevati, riducendo il rischio di difetti e problemi nella costruzione.

7.6 Esempio di controlli da eseguire sui singoli materiali per garantirne l'idoneità progettuale:

7.6.1 Acciai:

Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della Marcatura CE, devono essere accompagnate dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale.

La Direzione dei Lavori prima della messa in opera, è tenuta a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, per tutti gli acciai, prevedono tre forme di controllo obbligatorie (D.M. 14 gennaio 2008 paragrafo 11.3.1):

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione;
- nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture;
- di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione.

A tale riguardo si definiscono:

- lotti di produzione: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 t;
- forniture: sono lotti formati da massimo 90 t, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee;

- lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

7.6.2 Calcestruzzo armato:

L'Impresa, sulla scorta delle prescrizioni contenute nei progetti esecutivi delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato (normale e precompresso), relativamente a caratteristiche e prestazioni dei conglomerati cementizi stessi, avuto particolare riferimento a:

- resistenza caratteristica a compressione R_{ck} ;
- durabilità delle opere;
- diametro massimo dell'aggregato;
- tipi di cemento e dosaggi minimi ammessi;
- resistenza a trazione per flessione secondo la norma;
- resistenza a compressione sui monconi dei provini rotti per flessione;
- resistenza a trazione indiretta;
- modulo elastico secante a compressione;
- contenuto d'aria del conglomerato cementizio fresco;
- ritiro idraulico;
- resistenza ai cicli di gelo-disgelo;
- impermeabilità;
- tempi di presa

dovrà a suo carico e onere qualificare in laboratorio i materiali e gli impasti in tempo utile prima dell'inizio dei lavori. A tale scopo l'Impresa è tenuta a far eseguire uno studio della composizione del calcestruzzo su ciascuna miscela di cui sia previsto l'impiego. Tale studio si articolerà in due fasi comprendendo una fase di qualifica delle miscele in laboratorio ed una di messa a punto delle miscele all'impianto di produzione. L'Impresa presenterà poi alla Direzione dei Lavori lo studio di composizione del conglomerato cementizio sulla base delle richieste contenute negli elaborati progettuali. Tale studio sarà eseguito presso un Laboratorio e conterrà i risultati delle prove fisiche e di resistenza meccanica realizzate su ciascuna miscela di cui sia previsto l'impiego.

Per ognuna delle miscele proposte per l'impiego dovrà essere indicato:

- il proporzionamento analitico di un metro cubo di calcestruzzo;
- tipo, classe e dosaggio di cemento;
- la quantità d'acqua utilizzata;
- il rapporto a/c (con aggregati in condizioni saturi a superficie asciutta);
- la granulometria ed il dosaggio di ciascuna frazione degli aggregati;
- i risultati delle prove di qualifica degli aggregati utilizzati;
- tipo e dosaggio degli eventuali additivi ed aggiunte;
- in caso di impiego di additivo aerante, il contenuto percentuale di aria inclusa nell'impasto fresco;
- classi di esposizione ambientale per le quali la miscela è durabile;
- la massa volumica del calcestruzzo fresco;
- la lavorabilità delle miscele;
- le resistenze meccaniche alle scadenze prescritte.

Potrà inoltre essere prevista la preparazione di provini per la determinazione di qualsiasi altra caratteristica del calcestruzzo richiesta dagli elaborati progettuali. La Direzione dei Lavori autorizzerà l'inizio dei getti solamente dopo l'approvazione della documentazione relativa agli studi di qualifica delle miscele in laboratorio ed all'effettuazione, presso l'impianto di produzione, in contraddittorio con l'Impresa, di impasti di prova per la qualificazione della produzione di ciascuna miscela.

La qualifica si intenderà positivamente superata quando:

- la resistenza caratteristica misurata sul calcestruzzo all'impianto di produzione risulti superiore a quella prevista per la miscela in prova;
- il valore dell'abbassamento al cono sia conforme alla classe di consistenza dichiarata;
- il rapporto a/c determinato secondo le modalità previste nella norma UNI EN 1008, non superi di 0.04 quello dichiarato nella qualifica delle miscele in laboratorio;
- il valore della massa volumica del calcestruzzo fresco sia superiore al 97% di quello ottenuto nella qualifica delle miscele in laboratorio.

La valutazione preliminare della resistenza del calcestruzzo costituisce il presupposto fondamentale per l'affidabilità e la durabilità delle opere strutturali.

7.6.3 Materiali metallici per l'armatura dei conglomerati cementizi

Ciascun elemento metallico per l'armatura del conglomerato cementizio deve rispondere alla legge, deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso, ove prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione. Le barre di acciaio per armatura saranno esenti da scorie, soffiature, saldature o da qualsiasi altro difetto. Gli acciai destinati ad armature di conglomerati cementizi armati, normali e precompressi, dovranno corrispondere ai requisiti stabiliti dalla Norme Tecniche.

Durante i lavori dovranno essere prelevati, per essere inviati a Laboratori Ufficiali o autorizzati, non meno di tre campioni per ciascun diametro utilizzato, ogni 1000 barre o partita se di minore entità, della lunghezza rispettivamente di:

- 1,20 m per diametro delle barre inferiore o uguale a 10mm;
- 1,50 m per diametro delle barre compreso tra 12 e 18 mm;
- 1,80 m per diametro delle barre superiore o uguale a 20 mm.

Rimane comunque salva la facoltà del Direttore dei Lavori di disporre eventuali ulteriori controlli per giustificati motivi a carico dell'Impresa.

8.0 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI SCELTI NEL PROGETTO

8.1 Normativa e documenti di riferimento

Il progetto strutturale degli interventi è stato condotto nell'ambito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Si è fatto riferimento, nella progettazione, alla vigente normativa italiana ed in particolare a:

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- 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.
- Norma di prodotto (marcatura CE)

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.

8.3 Calcestruzzo

Le nuove strutture realizzate con calcestruzzo di classe di resistenza C35/45 secondo la classificazione della D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016. L'ubicazione della struttura comporta una classe di esposizione XS3 e si prevede una classe di consistenza S4. Le caratteristiche del conglomerato sono riportate di seguito.

Dimensione massima dell'inerte:

$$D = 32 \text{ mm}$$

Resistenza caratteristica a compressione:

$$R_{ck} = 45 \text{ Mpa}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35 \text{ Mpa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

$$f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 5,29 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 3,53 \text{ MPa}$$

Caratteristiche meccaniche:

$$e_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 34625 \text{ Mpa}$$

$$\nu_{cls \text{ fess}} = 0$$

$$\nu_{cls \text{ non fess}} = 0.2$$

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Minimo contenuto di cemento: 360 kg/mc

Massimo rapporto a/c: 0.45

Contenuto massimo di cloruri: CI 0.20

COPRIFERRO – Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019		
Classe di esposizione:	XS3	
Topo di ambiente:	Molto aggressivo	
Controllo qualità copriferro:	No	
Classe C.A.:	C35/45	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale V_n :	50	anni
Tolleranza di posa:	10	mm
Copriferro minimo tabella C.4.1 IV:	40	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	0	mm
Decremento per controllo qualità:	0	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$:	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	50	mm

Tab. 43 – Dettagli e caratteristiche copriferro

La trave di coronamento esistente che verrà parzialmente demolita ha una resistenza a compressione R_{ck} pari a 30MPa.

8.4 Acciaio per armature barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450C

- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Allungamento caratteristico	$A_{gtk} \geq 7.5 \%$
- Rapporto $k=f_t/f_y$	$1.15 < k < 1.35$

- Rapporto $f_y/f_{y,nom}$	≤ 1.25
- Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
- Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{yd} = 0.20\%$

8.5 Acciaio per palancole esistenti

Il banchinamento esistente è realizzato con un palancoleto combinato HZ775B sol. 10/13 – ZH 9,5. Questa tipologia è costituita da due tipologie di profili.

Profili tipo H – PAE 360 (HZ 775 B):

- Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 360 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 490 \text{ MPa}$
- Allungamento	$A_{gt} = 22\%$

Profili tipo Z – PAE 250 (ZH 9,5 e RH 16 B):

- Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 250 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 390 \text{ MPa}$
- Allungamento	$A_{gt} = 26\%$

8.6 Acciaio per barre tipo “DYWIDAG” o equivalente

Le nuove strutture di ancoraggio sono realizzate con tiranti a barre tipo DYWIDAG di diametro nominale Ø47 ($A = 1735 \text{ mm}^2$), lunghezza 33.00 m, inclinazione 20° sull’orizzontale, con 17 m di parte libera e 16 m di fondazione, poste ad interasse medio di 2,00 m.

Le barre sono in acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H aventi le seguenti proprietà meccaniche dichiarate dal produttore:

- Tensione caratteristica di rottura	$f_{pk} = 1050 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{0,1k} = 950 \text{ MPa}$
- Carico ultimo	$F_{pk} = 1820 \text{ kN}$
- Carico a snervamento	$F_{p0,1k} = 1650 \text{ kN}$

Il sistema prevede una doppia protezione anticorrosione (iniezione di boiacca e guaina protettiva).

9. COME FUNZIONA UN APPALTO PUBBLICO:

Si ritiene ora sia utile fornire una spiegazione di background su quella che è la gestione e l'organizzazione di un Appalto Pubblico in maniera da fornire un'idea generale di quelli che sono i processi che hanno caratterizzato lo sviluppo di questo progetto ancora prima della sua nascita.

Quando la Pubblica Amministrazione ha la necessità di realizzare opere pubbliche o di acquisire beni, servizi o forniture, esiste un procedimento ben preciso da seguire per assicurare il rispetto dei principi di trasparenza, concorrenza e meritocrazia nell'assegnazione. La procedura adottata a garanzia di tutto ciò è la **Gara di Appalto**.

Un appalto è un contratto in cui un appaltatore si impegna a compiere un'opera o un servizio per un committente, organizzando i mezzi e gestendo il lavoro a proprio rischio. L'appalto può essere pubblico o privato, e nel caso pubblico è soggetto a specifiche procedure di gara.

9.1 SEQUENZA E ORGANIZZAZIONE DELLE FASI

Il processo edilizio è la sequenza organizzata di fasi e sottofasi che portano dal rilevamento dell'esigenza della committenza-utenza di un bene edilizio al loro soddisfacimento attraverso la progettazione, la produzione, la costruzione e la gestione del bene stesso. È analisi e sviluppo di tutte le attività necessarie per svolgere una progettazione, andando a rispettare i requisiti prefissati. Bisogna considerare anche la sua unicità, ossia considerare il processo come risultato di operazioni uniche che non possono essere realizzate nella medesima forma per replicare il progetto in un altro contesto. Le principali finalità del processo edilizio si riducono sinteticamente al soddisfacimento delle esigenze del committente, che si rispecchiano con questi principi:

- Rispetto dei tempi
- Rispetto dei costi
- Rispetto delle qualità attese
- Fare economia del progetto/processo, cercando di raggiungere gli obiettivi con il minimo sforzo
- Rispetto del processo di pianificazione istituito in fase di programmazione

La **procedura amministrativa** della gara d'appalto si avvia attraverso la pubblicazione di un **bando pubblico** al quale le imprese interessate, in possesso dei requisiti di ammissione richiesti, rispondono e partecipano per concorrere.

Il vincitore, ovvero l'impresa che meglio soddisfa i **criteri di aggiudicazione**, procede quindi alla stipula del contratto di appalto e si assume la responsabilità della sua esecuzione. L'avvio della procedura amministrativa della gara d'appalto avviene con la pubblicazione del bando di gara, nel quale vengono dettagliatamente descritte le caratteristiche del lavoro richiesto.

Le imprese idonee rispondono a questo annuncio, presentando le proprie offerte e partecipando alla selezione. A ottenere il diritto di eseguire il lavoro e di stipulare il contratto sarà l'impresa il cui preventivo risulta più adeguato in termini di requisiti, prezzo e qualità.

Fasi di un appalto pubblico (gara d'appalto):

1. 1. Pubblicazione del bando:

La stazione appaltante pubblica un bando che contiene le specifiche dell'opera o del servizio, i requisiti per partecipare alla gara e le condizioni di aggiudicazione.

2. 2. Presentazione delle offerte:

Le imprese interessate possono presentare le proprie offerte, seguendo le indicazioni del bando.

3. 3. Valutazione delle offerte:

La stazione appaltante valuta le offerte sulla base dei criteri stabiliti nel bando, ad esempio il prezzo, la qualità e la garanzia.

4. 4. Aggiudicazione:

Si determina l'impresa vincitrice, ovvero quella che ha presentato l'offerta migliore.

5. 5. Stipula del contratto:

Si conclude il contratto di appalto tra la stazione appaltante e l'impresa aggiudicataria.

6. 6. Esecuzione del contratto:

L'impresa appaltatrice esegue l'opera o il servizio secondo le specifiche contrattuali.

7. 7. Collaudo (se previsto):

Si verifica la conformità dell'opera o del servizio alle specifiche contrattuali.



Fig. 113 – Schema delle fasi di evoluzione di un progetto

Possiamo descrivere la sequenza logica del processo edilizio che si articola suddividendosi in diverse fasi presenti nella interconnessione di diversi momenti. Nella prima, troveremo di certo lo Studio di Fattibilità, che, come dice la parola stessa, ci fa intendere se si hanno le buone attendibilità per la realizzazione del progetto. Per comprendere meglio di cosa stiamo parlando, questa fase si andrà a suddividere in:

- Studio di fattibilità economica
- Studio di fattibilità tecnica

La prima interessa le analisi delle risorse economiche a disposizione dalla committenza per poter realizzare il progetto. La seconda, analizza tutte le norme tecniche riportate sul Piano Regolatore Generale (PRG).

La fase di Progetto inizierà solo dopo aver effettuato la gara di Appalto dei Servizi, gara che ha come oggetto una prestazione professionale, in cui possono parteciparvi aziende e/o studi tecnici professionali che hanno determinate caratteristiche. Questi ultimi, infatti, verranno classificati con un punteggio detto “SOA”, che indica la posizione che l’impresa ha acquistato con i lavori svolti precedentemente. Con L’Appalto dei Servizi, verrà scelta la squadra del team di progettazione, composto da diversi professionisti che ricoprono ruoli differenti e che hanno competenze diverse a seconda del settore.

Il Progetto viene diviso in tre livelli a seconda della fase in cui ci troviamo:

- Progetto preliminare
- Progetto definitivo
- Progetto esecutivo

Quello di tipo **preliminare** è un progetto che potrebbe essere assimilato ad una fase di studio di fattibilità, in quanto serve per verificare la fattibilità dell'opera, quindi capire se possiamo passare ad una fase un po' più importante come quella del Progetto **Definitivo**. Quest'ultimo è necessario per ottenere tutte le autorizzazioni ed è quindi rivolto agli enti che hanno la facoltà di esprimersi su quanto consegnato a verifica; in questa fase, il progetto potrà essere, quindi, revisionato dai Vigili del Fuoco, dall'ASL e dal Comune di cui fa parte in manufatto e/o l'opera di cui stiamo portando avanti. Dopo questi due passaggi, finalmente, si arriverà all'ultima fase del progetto, ovvero la fase di Progetto **Esecutivo**, fase in cui lo stesso sarà molto più dettagliato rispetto alle fasi precedenti. Il documento di progetto esecutivo, infatti, dovrà aver affrontato tutti gli aspetti della progettazione e per poter essere pronto ad andare in appalto, dovrà essere chiaro, trasparente e leggibile a tutti. Questo tipo di Progetto rappresenta l'ingegnerizzazione di tutti gli interventi previsti nelle precedenti fasi di progettazione e rappresenta il livello più tecnico dell'intera progettazione. Per entrare nel dettaglio, possiamo dire che il Progetto Esecutivo ha bisogno di una serie di elaborati per agevolare il suo intero sviluppo:

- Relazione generale;
- Relazioni specialistiche di tipo geologico, geotecnico, idrologico e idraulico;
- Elaborati grafici, anche relativi alle opere strutturali, agli impianti ed alle opere di risanamento ambientale;
- Calcoli esecutivi delle strutture e degli impianti;
- Piani di manutenzione dell'opera e delle sue parti;
- Piani di sicurezza e coordinamento;
- Computo metrico estimativo definitivo;
- Quadro economico e Cronoprogramma dei lavori;
- Elenco dei prezzi unitari ed eventuali analisi;
- Schema di contratto tra stazione appaltante e impresa esecutrice;
- Capitolato speciale d'appalto delle lavorazioni e delle prescrizioni di natura tecnica da adottare.

Analizzati tutti gli aspetti che evidenziano le caratteristiche della progettazione esecutiva, con il RUP (Responsabile Unico di Procedimento) si definisce un termine entro il quale il gruppo di progettazione porterà a termine la documentazione necessaria, programmando periodicamente incontri per valutare lo stato di avanzamento del progetto e le eventuali difficoltà riscontrate al fine di porre possibili azioni di intervento. La Validazione è un passaggio precedente alla gara di appalto. Quest'ultima ha come obiettivo quello di verificare la congruità tecnico/economica del progetto stesso. Sviluppato il Progetto esecutivo, la validazione viene svolta dal RUP (Responsabile Unico di Procedimento) che seguirà l'intero processo edilizio. Lo stesso, predispone la Determina Dirigenziale a contrattare con la quale si approva il Progetto esecutivo e si dà mandato al Servizio Contratti di indire la gara di appalto. L'esecuzione dei Lavori è affidata all'appaltatore o all'impresa esecutrice.

10. LA DIREZIONE LAVORI

La supervisione del complesso di procedimenti operativi è affidato invece all'ufficio di direzione lavori, spesso appartenente a un'ennesima ditta ingaggiata dal Committente, che è a sua volta costituito da:

- Direttore dei lavori (DL)
- Direttori operativi
- Ispettore di cantiere
- Coordinatore della Sicurezza in fase di esecuzione dei lavori (CSE)
- Direttore tecnico

Il Direttore dei lavori è il capo dell'ufficio direzioni lavori e collabora con i direttori operativi, che non sono obbligati a stare in cantiere, ci saranno per le strutture, il terreno e gli impianti e possono essere un numero illimitato.

L'ispettore di cantiere ha l'obbligo di stare in cantiere quotidianamente e verifica, ad esempio, se le forniture di materiali sono conformi ai requisiti richiesti.

Il Coordinatore per la sicurezza in fase di esecuzione (CSE) è la persona che fa rispettare il Piano di Sicurezza e coordinamento (PSC), che viene redatto dal Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione dell'opera (CSP). Questa figura può essere ricoperta dal Direttore dei lavori, da un Direttore operativo o dallo stesso CSP.

Infine, vi è poi il direttore tecnico che è il responsabile di tutte le imprese impegnate in cantiere ed è di fondamentale importanza per la garanzia della corretta applicazione delle misure di sicurezza.

In via generale il Direttore dei Lavori ha la responsabilità della direzione e controllo dei contratti di lavori pubblici ed è suo preciso dovere curare gli aspetti tecnici, contabili e amministrativi dell'appalto di costruzione affinché l'opera venga eseguita “a regola d'arte” in conformità al progetto e al contratto, ovvero secondo quanto previsto dalle normative tecniche di settore (ed anche secondo vademecum o linee guida di enti e associazioni di categoria per settore specialistico). In caso di dichiarazioni mendaci egli ne risponde penalmente.

Il Direttore dei Lavori si basa sulla redazione di verbali, rapporti di controllo e ispezione, ecc, per deve fornire quella che è un' evidenza della correttezza del suo operato. Anche il DL ha un Capitolato Prestazionale allegato al suo Contratto d'Incarico che può prescrivere compiti ulteriori rispetto a quelli indicato nel Codice ed i suoi allegati.

10.1 LEGISLAZIONE:

Nell'ambito di un contesto di una Costruzione le principali **leggi e norme** applicabili sono:

10.1.1 CODICE CIVILE

Riguarda gli appalti privati.

In questo caso la figura del direttore dei lavori non è obbligatoria e i compiti e le responsabilità vanno cercati “fra le righe”.

10.1.2 CODICE DEI CONTRATTI PUBBLICI D.Lgs. 36/2023

Riguarda gli Appalti Pubblici, in questo caso la figura del direttore dei lavori è obbligatoria e, per tali aspetti, trova precisa descrizione di compiti e responsabilità

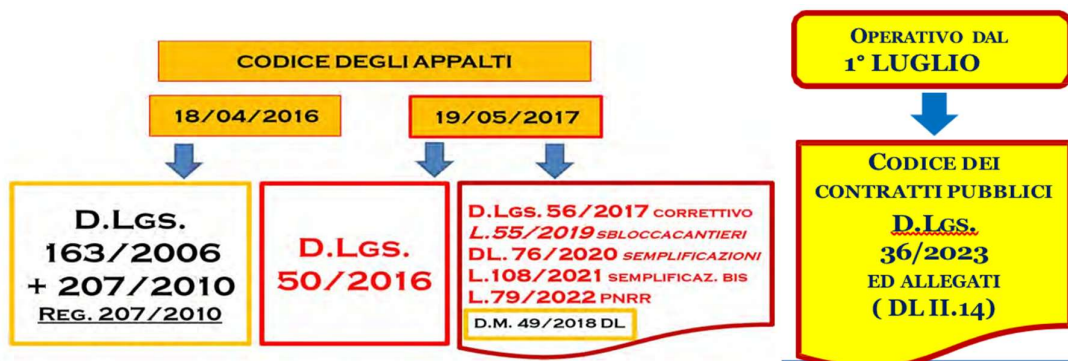


Fig. 114 – Schema delle Norme dei contratti pubblici

Per ciò che concerne al nostro caso di studio su cui si basa il progetto, ci focalizzeremo esclusivamente su quella che è la legislazione dei Contratti Pubblici, questo perché l'azienda appaltante su questa banchina e quella incaricata della Direzione Lavori sono entrambe a servizio dell'Autorità Portuale di Ravenna, ovvero appunto, un ente pubblico.

Fino a poco tempo fa ed ancora vigente per gli appalti in corso vi era il DM 49/2018 :

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETO 7 marzo 2018, n. 49.

Regolamento recante: «Approvazione delle linee guida sulle modalità di svolgimento delle funzioni del direttore dei lavori e del direttore dell'esecuzione».

Fig. 115 – Raffigurazione della normativa in questione

Oggi vige il **Codice dei Contratti Pubblici** (D. Lgs. 31 marzo 2023, n. 36 e i suoi Allegati)

In particolare, l'allegato II.14 tratta in modo specifico: Direzione dei lavori e direzione dell'esecuzione dei contratti, modalità di svolgimento delle attività della fase esecutiva, collaudo e verifica di conformità.

Altre Norme che interessano il contesto di una Costruzione le principali leggi e norme applicabili:

- **TESTO UNICO DELL'EDILIZIA DPR 380/2001**

riguarda principalmente gli aspetti autorizzativi

- **Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018 DM 17/01/2018**

riguarda aspetti più tecnici legati alle strutture

In entrambi i testi la figura del direttore dei lavori trova precisa descrizione di compiti e responsabilità

- **Leggi e decreti in tema di "SUPERBONUS" e gli altri bonus edilizi**

10.1.3 TESTO UNICO EDILIZIA DPR 380/2001

definisce le regole da seguire in ambito nazionale in materia edilizia

“L'ente (p.es. un Comune) che autorizza, che concede un titolo costruttivo, vuole una "garanzia" dalla figura del Direttore dei Lavori, che l'opera venga costruita secondo il progetto autorizzato ed i regolamenti vigenti (abitabilità, agibilità)”

Garanzia vuol dire che, a fine costruzione, il **Direttore dei Lavori** dichiarerà tale conformità ai regolamenti vigenti e di rispetto delle tempistiche. Ha la responsabilità della conformità delle opere realizzate ai titoli edilizi ed alle norme e risponde della difformità dell'attività edificatoria illegittima, risponde inoltre delle asseverazioni e della tenuta e conservazione dei documenti (giornale dei lavori).

10.1.4 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018 (DM 17 gennaio 2018)

Aggiornate con DECRETO 9 marzo 2023 definiscono i principi per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo strutturale di edifici e infrastrutture, pubblici e privati

Le norme dettano regole precise a cui il Direttore dei Lavori deve attenersi nell'eseguire i controlli sui materiali e prodotti ad uso strutturale in fase di qualificazione e di accettazione in cantiere, i controlli e le prove da eseguire. Il Direttore dei Lavori è una figura obbligatoria in campo strutturale che accerta la qualità dei materiali impiegati e la corretta posa.

Le NTC 2018 sono composte da un allegato di 12 capitoli:

Capitolo 1 - Oggetto;

Capitolo 2 - Sicurezza e prestazioni attese;

Capitolo 3 - Azioni sulle costruzioni;

Capitolo 4 - Costruzioni civili e industriali;

Capitolo 5 - Ponti;

Capitolo 6 - Progettazione geotecnica;

Capitolo 7 - Progettazione per azioni sismiche;

Capitolo 8 - Costruzioni esistenti;

Capitolo 9 - Collaudo statico;

Capitolo 10 - Redazione dei progetti strutturali esecutivi e relazioni di calcolo;

Capitolo 11 - Materiali e prodotti per uso strutturale;

Capitolo 12 – Riferimenti tecnici.

(Nei capitoli sottolineati compaiono specifiche informazioni e obblighi sulla figura del Direttore dei Lavori)

10.1.5 BONUS EDILIZI IN GENERE

Il Committente deve nominare un proprio Direttore dei Lavori, di fiducia, per :

- la verifica della corretta esecuzione dei lavori progettati
- l'asseverazione di legge che confermi che l'intervento realizzato è conforme ai requisiti tecnici richiesti e le corrispondenti spese sostenute in relazione agli interventi agevolati sono congrue.

10.1.6 D.Lgs. 36/2023 PARTE VI - DELL'ESECUZIONE

Art. 114. (Direzione dei lavori e dell'esecuzione dei contratti)

1. *L'esecuzione dei contratti aventi ad oggetto lavori, servizi o forniture è diretta dal RUP, che controlla i livelli di qualità delle prestazioni. Il RUP, nella **fase dell'esecuzione**, si avvale del direttore dell'esecuzione del contratto o del direttore dei lavori, del coordinatore in materia di salute e di sicurezza durante l'esecuzione previsto dal D. lgs. n. 81/2008, nonché del collaudatore oppure della commissione di collaudo o del verificatore della conformità e accerta il corretto ed effettivo svolgimento delle funzioni ad ognuno affidate.*
2. *Per la direzione e il controllo dell'esecuzione dei contratti relativi a lavori le stazioni appaltanti nominano, prima dell'avvio della procedura per l'affidamento, su proposta del RUP, un **direttore dei lavori** che può essere coadiuvato, in relazione alla complessità dell'intervento, da un ufficio di direzione dei lavori, costituito da uno o più direttori operativi e da ispettori di cantiere, ed eventualmente dalle figure previste nell'allegato I.9*

10.2 LA DIREZIONE DEI LAVORI nel NUOVO CODICE degli APPALTI D.Lgs. 36/2023

Controllo tecnico contabile e amministrativo – art 115 del DLgs 36/2023

1. *Con l'allegato II.14 sono individuate le modalità con cui il direttore dei lavori effettua l'attività di direzione, controllo e contabilità dei lavori mediante le piattaforme digitali di cui all'articolo 25, in modo da garantirne trasparenza e semplificazione.*
2. *L'esecutore dei lavori si uniforma alle disposizioni e agli ordini di servizio del direttore dei lavori senza poterne sospendere o ritardare il regolare sviluppo. Le riserve sono iscritte con le modalità e nei termini previsti dall'allegato II.14, a pena di decadenza dal diritto di fare valere, in qualunque tempo e modo, pretese relative ai fatti e alle contabilizzazioni risultanti dall'atto contabile.*
3. *Nei contratti di servizi e forniture le modalità dell'attività di direzione, controllo e contabilità demandata al RUP o al direttore dell'esecuzione, se nominato, sono individuate con il capitolato speciale o, in mancanza, con l'allegato II.14, secondo criteri di trasparenza e semplificazione e prevedono l'uso delle piattaforme digitali di cui all'articolo 25.*
4. *Nei contratti di cui al comma 3 il capitolato speciale contiene anche la disciplina delle contestazioni in corso di esecuzione, fatta salva l'iscrizione delle riserve secondo quanto previsto al comma 2, secondo periodo.*
5. *Le piattaforme digitali di cui ai commi 1 e 3 garantiscono il collegamento con la Banca dati nazionale dei contratti pubblici di cui all'articolo 23, per l'invio delle informazioni richieste dall'ANAC ai sensi dell'articolo 222, comma 9.*

10.3 COMPITI DEL DIRETTORE DEI LAVORI

Le responsabilità principali del Direttore dei Lavori sono le seguenti e verranno poi chiarite specificatamente articolo per articolo nelle varie Normative:

- Controllo della qualità dei materiali impiegati (Qualità)
- Controllo della tempistica (Tempi)
- Controllo della spesa (Contabilità)

Opera in piena autonomia e nel rispetto delle disposizioni impartite dal RUP con responsabilità del coordinamento e supervisione dell'attività dell'UDL, secondo le modalità specifiche individuate nell' **allegato II.14**.

10.3.1 ALLEGATO II.14

I principali argomenti su cui si basa la seguente Norma sono:

- Direzione dei lavori e direzione dell'esecuzione dei contratti.
- Modalità di svolgimento delle attività della fase esecutiva.
- Collaudo e verifica di conformità

Struttura dell'allegato II.14 del Nuovo Codice D.Lgs n. 36/2023

- **CAPO 1 – DELL'ESECUZIONE DEI CONTRATTI DI LAVORI**
 - **Sezione 1** : DIREZIONE DEI LAVORI (ARTT. 1-2)
 - **Sezione 2** : ESECUZIONE IN SENSO STRETTO (ARTT. 3-12)
 - **Sezione 3** : COLLAUDO (ARTT. 13-30)
- **CAPO 2 – DELL'ESECUZIONE DI CONTRATTI DI SERVIZI E FORNITURE (ARTT. 31-39)**

10.3.1.1 CAPO I - DELL'ESECUZIONE DEI CONTRATTI DI LAVORI

Sezione I, Articolo 1 - Attività e compiti del direttore dei lavori.

*1. Nell'esecuzione dei contratti il **direttore dei lavori** opera in piena autonomia e nel rispetto delle disposizioni di servizio impartite dal responsabile unico del progetto (RUP), valutando e curando i profili tecnici, contabili e amministrativi nell'esclusivo interesse all'efficiente e sollecita esecuzione dell'intervento.*

Nell'esercizio delle funzioni affidate il direttore dei lavori assume la responsabilità del coordinamento e della supervisione dell'attività di tutto l'ufficio di direzione dei lavori e interloquisce in via esclusiva con l'esecutore in merito agli aspetti tecnici ed economici del contratto.

2. Sono attribuiti al direttore dei lavori i seguenti compiti:

- a) *rilasciare, prima dell'avvio della procedura di scelta del contraente, un'attestazione al RUP, eventualmente aggiornata su richiesta di quest'ultimo, sullo **stato dei luoghi** con riferimento all'**accessibilità delle aree e degli immobili** interessati dai lavori secondo le indicazioni risultanti dagli elaborati progettuali;*

- b) *rilasciare, prima dell'avvio della procedura di scelta del contraente, un'attestazione al RUP, eventualmente aggiornata su richiesta di quest'ultimo, sullo stato dei luoghi con riferimento all'**assenza di impedimenti alla realizzabilità del progetto** che risultino sopravvenuti agli accertamenti condotti preliminarmente all'approvazione del medesimo progetto;*
- c) *provvedere alla **consegna dei lavori** ai sensi dell'articolo 3;*
- d) ***accettare i materiali** e i componenti messi in opera e, se del caso, emettere motivato rifiuto ai sensi dell'articolo 4;*
- e) ***impartire all'esecutore le disposizioni e le istruzioni relative agli aspetti tecnici ed economici della gestione dell'appalto**, emanando a tal fine ordini di servizio che devono essere comunicati al RUP e che devono recare una sintetica motivazione delle ragioni tecniche e delle finalità perseguite. Gli ordini di servizio sono, di norma, annotati nei documenti contabili tramite strumenti elettronici di contabilità o contabilità semplificata e devono comunque avere forma scritta nei soli casi in cui non siano ancora temporaneamente disponibili i mezzi necessari a conseguire una completa digitalizzazione finalizzata al controllo tecnico, amministrativo e contabile dei lavori;*
- f) ***accertare** che si sia data applicazione alla normativa vigente in merito al **deposito dei progetti** strutturali delle costruzioni e che sia stata rilasciata la necessaria autorizzazione in caso di interventi ricadenti in zone soggette a rischio sismico;*
- g) *accertare che i documenti tecnici, le prove di cantiere o di laboratorio e le certificazioni basate sull'analisi del ciclo di vita del prodotto (LCA) relative a materiali, lavorazioni e apparecchiature impiantistiche **rispondano ai requisiti** di cui al piano d'azione nazionale per la sostenibilità ambientale dei consumi della pubblica amministrazione;*
- h) ***verificare** periodicamente il possesso e la regolarità, da parte dell'esecutore e del subappaltatore, della documentazione prevista dalle leggi vigenti in materia di **obblighi nei confronti dei dipendenti**;*
- i) ***controllare e verificare il rispetto dei tempi di esecuzione dei lavori** indicati nel cronoprogramma allegato al progetto esecutivo e successivamente dettagliati nel programma di esecuzione dei lavori. Quando si utilizzano i metodi e gli strumenti di cui all'articolo 43 del codice e all'allegato I.9 al codice, la direzione dei lavori si avvale di **modalità di gestione informativa digitale delle costruzioni**;*
- j) ***disporre tutti i controlli** e le prove previsti dalle vigenti norme nazionali ed europee, dal piano d'azione nazionale per la sostenibilità ambientale dei consumi della pubblica amministrazione e dal capitolato speciale d'appalto, redigendone, in caso di accertamento, apposito verbale da trasmettere al RUP. Quando si utilizzano i metodi e gli strumenti di cui all'articolo 43 del codice e all'Allegato I.9 al codice, il direttore dei lavori può avvalersi di modalità di gestione informativa digitale per la redazione del predetto verbale;*
- k) ***verificare**, anche con l'ausilio dell'ufficio di direzione, la **presenza in cantiere delle imprese subappaltatrici** autorizzate, nonché dei subcontraenti, accertando l'effettivo svolgimento della parte di prestazioni a essi affidata nel rispetto della normativa vigente e del contratto stipulato, **registrando** le relative ed eventuali contestazioni dell'esecutore sulla regolarità dei lavori eseguiti in subappalto e rilevando l'eventuale inosservanza da parte di quest'ultimo delle relative disposizioni, provvedendo, in tal caso, a darne segnalazione al RUP;*
- l) ***coadiuvare il RUP** nello svolgimento delle attività di verifica dei requisiti di capacità tecnica prevista in caso di ricorso all'istituto dell'avvalimento da parte dell'esecutore;*
- m) ***controllare lo sviluppo dei lavori e impartire tempestivamente** le debite **disposizioni** per la relativa esecuzione entro i limiti dei tempi e delle somme autorizzate.*
- n) *Sono comprese in tale attività le visite periodiche al cantiere durante il periodo di sospensione dei lavori per accertare le condizioni delle opere e l'eventuale presenza di manodopera e di macchinari e per impartire le disposizioni necessarie a contenere macchinari e manodopera nella misura strettamente necessaria per evitare danni alle opere già eseguite e per facilitare la ripresa dei lavori;*
- o) ***compilare relazioni**, da trasmettere al RUP, nel caso in cui nel corso dell'esecuzione dei lavori si verificano sinistri alle persone o danni alle proprietà e redigere processo verbale alla presenza*

- dell'esecutore in caso di danni causati da forza maggiore, al fine di determinare l'eventuale indennizzo al quale può avere diritto quest'ultimo;
- p) **fornire al RUP l'ausilio istruttorio e consultivo** necessario per gli accertamenti finalizzati all'adozione di modifiche, variazioni e varianti contrattuali, ferma restando la possibilità di disporre modifiche di dettaglio non comportanti aumento o diminuzione dell'importo contrattuale, comunicandole preventivamente al RUP;
 - q) **determinare in contraddittorio con l'esecutore i nuovi prezzi** delle lavorazioni e dei materiali non previsti dal contratto;
 - r) **rilasciare gli stati d'avanzamento dei lavori** entro il termine fissato nella documentazione di gara e nel contratto, ai fini dell'emissione dei certificati per il pagamento degli acconti da parte del RUP;
 - s) **procedere, in contraddittorio con l'esecutore, alla constatazione sullo stato di consistenza delle opere ed emettere il certificato di ultimazione dei lavori** da trasmettere al RUP, che ne rilascia copia conforme all'esecutore. Tale certificato costituisce titolo sia per l'applicazione delle penali previste nel contratto per il caso di ritardata esecuzione sia per l'assegnazione di un termine perentorio per l'esecuzione di lavori di piccola entità non incidenti sull'uso e la funzionalità delle opere;
 - t) **curare la costante verifica di validità del programma di manutenzione**, dei manuali d'uso e dei manuali di manutenzione, modificandone e aggiornandone i contenuti a lavori ultimati. Quando si utilizzano i metodi e gli strumenti di cui all'articolo 43 del codice e all'allegato I.9 al codice, il direttore dei lavori assicura la correlazione con i modelli informativi prodotti o aggiornati nel corso dell'esecuzione dei lavori sino al collaudo;
 - u) **gestire le contestazioni su aspetti tecnici** e le riserve, attenendosi alla relativa disciplina prevista dalla stazione appaltante e riportata nel capitolato d'appalto;
 - v) **fornire chiarimenti, spiegazioni e documenti all'organo di collaudo**, assistendo quest'ultimo nell'espletamento delle operazioni e approvando, previo esame, il programma delle prove di collaudo e messa in servizio degli impianti
 - aa) **quando si utilizzano i metodi e gli strumenti di cui all'articolo 43 del codice e all'allegato I.9 al codice, il coordinatore dei flussi informativi, di cui al medesimo Allegato, assicura che essi siano utilizzati in modo interoperabile con gli strumenti relativi all'informatizzazione della gestione della contabilità dei lavori. Il direttore dei lavori può, altresì, utilizzare strumenti di raccolta e di registrazione dei dati di competenza in maniera strutturata e interoperabile con la gestione informativa digitale**
- 3) **Spetta al direttore dei lavori il controllo della spesa** legata all'esecuzione dell'opera o dei lavori, **attraverso la compilazione** con precisione e tempestività dei **documenti contabili**, che sono atti pubblici a tutti gli effetti di legge, con i quali si realizza l'accertamento e la registrazione dei fatti producenti spesa. A tal fine provvede a classificare e misurare le lavorazioni eseguite, nonché a trasferire i rilievi effettuati sul registro di contabilità e per le conseguenti operazioni di calcolo che consentono di individuare il progredire della spesa. Secondo il principio di costante progressione della contabilità, le predette attività di accertamento dei fatti producenti spesa devono essere eseguite contemporaneamente al loro accadere e, quindi, devono procedere di pari passo con l'esecuzione. Il direttore dei lavori provvede all'accertamento e alla registrazione di tutti i fatti producenti spesa contemporaneamente al loro accadere.

10.4 Sezione I, Articolo 2. “Ufficio di direzione dei lavori”

L'ufficio direzione lavori (UDL), come già accennato, è composto dal direttore dei lavori, dai direttori operativi e dagli ispettori di cantiere ISP. Senza dimenticare quella figura professionale competente in materia informatica (coordinatore dei flussi informativi - CFI).

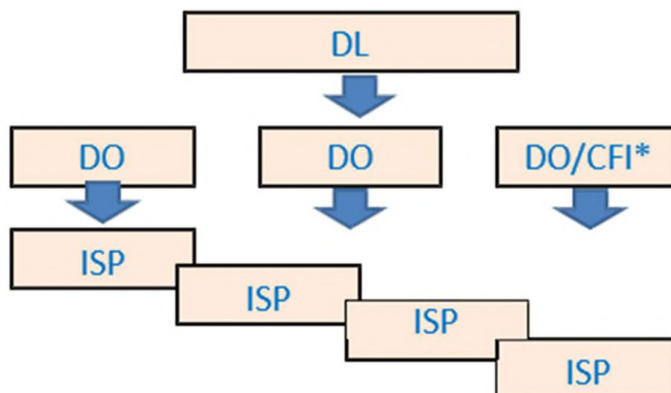


Fig. 116 – Ruoli presenti nell'UDL

Esaminiamo nello specifico ogni ruolo che compone l'Ufficio Direzione Lavori:

10.4.1 Direttore Operativo

Ai direttori operativi possono essere affidati dal Direttore dei lavori, fra gli altri, i seguenti compiti:

- verificare che l'esecutore svolga tutte le pratiche di legge relative alla denuncia dei calcoli delle strutture;
- programmare e coordinare le attività dell'ispettore dei lavori;
- curare l'aggiornamento del cronoprogramma generale e particolareggiato dei lavori e segnalare tempestivamente al direttore dei lavori le eventuali difformità rispetto alle previsioni contrattuali proponendo i necessari interventi correttivi;
- assistere il direttore dei lavori nell'identificare gli interventi necessari a eliminare difetti progettuali o esecutivi;
- individuare e analizzare le cause che influiscono negativamente sulla qualità dei lavori, proponendo al direttore dei lavori le adeguate azioni correttive;
- assistere i collaudatori nell'espletamento delle operazioni di collaudo;
- esaminare e approvare il programma delle prove di collaudo e messa in servizio degli impianti;
- assumere la direzione di lavorazioni specialistiche.

10.4.2 Ispettore di cantiere

Agli assistenti con funzioni di ispettori di cantiere possono essere affidati, fra gli altri, i seguenti compiti:

- la verifica dei documenti di accompagnamento delle forniture di materiali per assicurare che siano conformi alle prescrizioni e approvati dalle strutture di controllo di qualità del fornitore;
- la verifica, prima della messa in opera, che i materiali, le apparecchiature e gli impianti abbiano superato le fasi di collaudo prescritte dal controllo di qualità o dalle normative vigenti o dalle prescrizioni contrattuali in base alle quali sono stati costruiti;
- il controllo sulla attività dei subappaltatori;

- il controllo sulla regolare esecuzione dei lavori con riguardo ai disegni e alle specifiche tecniche contrattuali;
- l'assistenza alle prove di laboratorio;
- l'assistenza ai collaudi dei lavori e alle prove di messa in esercizio e accettazione degli impianti;
- la predisposizione degli atti contabili e l'esecuzione delle misurazioni quando siano stati incaricati dal direttore dei lavori;
- l'assistenza al coordinatore per l'esecuzione.

10.5 Sezione II - Esecuzione in senso stretto

10.5.1.1 Articolo 3. - “Consegna dei lavori”

1. *Il direttore dei lavori, previa disposizione del RUP, provvede alla consegna dei lavori (...)*
8. *Il direttore dei lavori è responsabile della corrispondenza del verbale di consegna dei lavori all'effettivo stato dei luoghi. Il processo verbale di consegna deve essere redatto in contraddittorio con l'esecutore;*

In queste righe si afferma essenzialmente che il verbale di consegna ha natura di atto pubblico ed ha funzione ricognitiva dello stato dei luoghi.

Infatti deve contenere :

- *le condizioni e circostanze speciali locali riconosciute e le operazioni eseguite, ...;*
- *l'indicazione delle aree, dei locali, delle condizioni di disponibilità dei mezzi d'opera per l'esecuzione dei lavori dell'esecutore, nonché dell'ubicazione e della capacità delle cave e delle discariche concesse o comunque a disposizione dell'esecutore stesso;*
- *la dichiarazione che l'area su cui devono eseguirsi i lavori è libera da persone e cose e, in ogni caso, che lo stato attuale è tale da non impedire l'avvio e la prosecuzione dei lavori.*

10.5.1.2 Articolo 4. - Accettazione dei materiali

1. *Il direttore dei lavori rifiuta in qualunque tempo i materiali e i componenti deperiti dopo l'introduzione in cantiere o che per qualsiasi causa non risultano conformi alla normativa tecnica, nazionale o dell'Unione europea,(...)*
2. *I materiali previsti dal progetto sono campionati e sottoposti all'approvazione del direttore dei lavori, completi delle schede tecniche di riferimento e di tutte le certificazioni in grado di giustificarne le prestazioni, con congruo anticipo rispetto alla messa in opera.*

10.5.1.3 Articolo 5. - Modifiche, variazioni e varianti contrattuali

1. *Il direttore dei lavori fornisce al RUP l'ausilio necessario per gli accertamenti in ordine alla sussistenza delle condizioni di cui all'art. 120 del codice e propone al RUP le modifiche, nonché le varianti dei contratti in corso di esecuzione e relative perizie di variante, indicandone i motivi.*
- *Il Direttore dei Lavori può disporre modifiche di dettaglio non comportanti aumento o diminuzione dell'importo contrattuale, comunicandole preventivamente al RUP.*

10.5.1.4 Articolo 6. - Cessioni di crediti

Articolo rivolto alle Imprese più che alla Direzione dei Lavori, determina come l'Amministrazione si possa opporre o accettarle.

Si fa riferimento in particolare alla Cessione del credito: essa non è un obbligo ma una possibilità per l'Impresa, qui non ci sono istruzioni o compiti per il Direttore dei Lavori.

10.5.1.5 Articolo 7. – Riserve

Tratta di come può venire esercitato da parte dell'Impresa l'Istituto della Riserva.

Ricordiamo che, in caso di riserva il Direttore dei Lavori deve gestire le contestazioni su aspetti tecnici e le riserve, attenendosi alla relativa disciplina prevista dalla Stazione Appaltante e riportata nel capitolato d'appalto.

"Gestire" : in sintesi deve rispondere (sul registro) e relazionare riservatamente al RUP, nei tempi prescritti (15gg una volta, ora come da CSA/contratto d'appalto).

1. In linea di principio, l'iscrizione delle riserve è finalizzata ad assicurare alla stazione appaltante, durante l'intera fase di esecuzione del contratto, il continuo ed efficace controllo della spesa pubblica, la tempestiva conoscenza e valutazione, sulla base delle risultanze contenute nel registro di contabilità, delle eventuali pretese economiche avanzate dall'appaltatore e l'adozione di ogni misura e iniziativa volte a evitare che i fondi impegnati si rivelino insufficienti.
 - a) *le contestazioni e le pretese economiche che siano estranee all'oggetto dell'appalto o al contenuto del registro di contabilità;*
 - b) *le richieste di rimborso delle imposte corrisposte in esecuzione del contratto di appalto;*
 - c) *il pagamento degli interessi moratori per ritardo nei pagamenti;*
 - d) *le contestazioni circa la validità del contratto;*
 - e) *le domande di risarcimento motivate da comportamenti della stazione appaltante o da circostanza a quest'ultima riferibili;*
 - f) *il ritardo nell'esecuzione del collaudo motivato da comportamento colposo della stazione appaltante.*
2. *Le riserve sono iscritte a pena di decadenza sul primo atto dell'appalto idoneo a riceverle, successivo all'insorgenza o alla cessazione del fatto che ha determinato il pregiudizio dell'esecutore. In ogni caso, sempre a pena di decadenza, le riserve sono iscritte anche nel registro di contabilità all'atto della firma immediatamente successiva al verificarsi o al cessare del fatto pregiudizievole, nonché all'atto della sottoscrizione del certificato di collaudo mediante precisa esplicitazione delle contestazioni circa le relative operazioni. Le riserve non espressamente confermate sul conto finale si intendono rinunciate.*

Le riserve devono essere formulate in modo specifico e indicare con precisione le ragioni sulle quali si fondano. In particolare, le riserve devono contenere a pena di inammissibilità:

- a) *la precisa quantificazione delle somme che l'esecutore ritiene gli siano dovute. La quantificazione della riserva è effettuata in via definitiva, senza possibilità di successive integrazioni o incrementi rispetto all'importo iscritto, salvo che la riserva stessa sia motivata con riferimento a fatti continuativi;*
- b) *l'indicazione degli ordini di servizi, emanati dal direttore dei lavori o dal direttore dell'esecuzione, che abbiano inciso sulle modalità di esecuzione dell'appalto;*
- c) *le contestazioni relative all'esattezza tecnica delle modalità costruttive previste dal capitolato speciale d'appalto o dal progetto esecutivo;*

- d) *le contestazioni relative alla difformità rispetto al contratto delle disposizioni e delle istruzioni relative agli aspetti tecnici ed economici della gestione dell'appalto;*
- e) *le contestazioni relative alle disposizioni e istruzioni del direttore dei lavori o del direttore dell'esecuzione che potrebbero comportare la responsabilità dell'appaltatore o che potrebbero determinare vizi o difformità esecutive dell'appalto.*

3. *L'esecutore, all'atto della firma del conto finale, da apporre entro il termine di trenta giorni dall'invito del RUP a prenderne cognizione, non può iscrivere domande diverse per oggetto o per importo da quelle formulate nel registro di contabilità durante lo svolgimento dei lavori, e ha l'onere, a pena di decadenza, di confermare le riserve già iscritte sino a quel momento negli atti contabili per le quali non siano intervenute procedure di carattere conciliativo.*

4. *Se l'esecutore non firma il conto finale nel termine di cui al comma 3, o se lo sottoscrive senza confermare le domande già formulate nel registro di contabilità, il conto finale si intende come definitivamente accettato.*

10.5.1.6 Articolo 8. - Sospensione (e riprese) dei lavori

Nei casi di cui all'art. 121 del codice, il direttore dei lavori dispone la sospensione dei lavori, redigendo, ove possibile con l'intervento dell'esecutore o di un suo legale rappresentante, il verbale di sospensione nel quale devono essere indicate:

- a) *le ragioni che abbiano determinato l'interruzione dei lavori;*
- b) *lo stato di avanzamento dei lavori e delle opere la cui esecuzione rimanga interrotta, indicando le cautele adottate al fine della ripresa dell'intervento e della sua ultimazione senza eccessivi oneri;*
- c) *la consistenza del personale impiegato e dei mezzi d'opera esistenti in cantiere al momento della sospensione.*

Non appena siano venute a cessare le cause della sospensione il direttore dei lavori ne dà immediata comunicazione al RUP affinché quest'ultimo disponga la ripresa dei lavori e indichi il nuovo termine contrattuale. Egli è inoltre responsabile nei confronti della stazione appaltante di un'eventuale sospensione illegittima dal medesimo ordinata per circostanze non previste dall'articolo 121 del codice.

10.5.1.7 Articolo 9. - Gestione dei sinistri

Nel caso in cui nel corso dell'esecuzione dei lavori si verificano sinistri alle persone o danni alle proprietà, il direttore dei lavori compila una relazione nella quale descrive il fatto e le presumibili cause e adotta gli opportuni provvedimenti finalizzati a ridurre le conseguenze dannose. Tale relazione è trasmessa senza indugio al RUP.

10.5.1.8 Articolo 121 - Sospensione dell'esecuzione

Quando ricorrano circostanze speciali, che impediscono in via temporanea che i lavori procedano utilmente a regola d'arte, e che non fossero prevedibili al momento della stipulazione del contratto, il direttore dei lavori può

disporre la sospensione dell'esecuzione del contratto, compilando il verbale di sospensione, che è inoltrato, entro cinque giorni, al RUP.

10.5.1.9 Articolo 10. – Risoluzione

Il direttore dei lavori, quando accerta un grave inadempimento alle obbligazioni contrattuali da parte dell'appaltatore, tale da comprometterne ai sensi dell'articolo 122, comma 3, del codice la buona riuscita delle prestazioni, invia al RUP una relazione particolareggiata, corredata dei documenti necessari, indicando la stima dei lavori eseguiti regolarmente, il cui importo può essere riconosciuto all'appaltatore.

Il direttore dei lavori formula, altresì, la contestazione degli addebiti all'appaltatore, assegnando a quest'ultimo un termine non inferiore a quindici giorni per la presentazione delle sue controdeduzioni al RUP. Il direttore dei lavori fornisce altresì indicazione al RUP per l'irrogazione delle penali da ritardo previste nel contratto e per le valutazioni inerenti alla risoluzione contrattuale ai sensi dell'articolo 122, comma 4, del codice.

10.5.2. Articolo 11. – Recesso

In caso di recesso, i materiali utili esistenti in cantiere, il cui valore è riconosciuto dalla stazione appaltante a norma del comma 1 dell'articolo 123 del codice, sono soltanto quelli già accettati dal direttore dei lavori o dal RUP in sua assenza, prima della comunicazione del preavviso di cui al comma 2 del medesimo articolo 123 del codice.

10.5.2.1 Articolo 12. -Documenti contabili.

- 1 I diversi documenti contabili, predisposti e tenuti dal direttore dei lavori o dai direttori operativi o dagli ispettori di cantiere, se dal medesimo delegato, che devono essere firmati contestualmente alla compilazione rispettando la cronologia di inserimento dei dati, sono:
 - a) il **giornale dei lavori** in cui sono annotati per ciascun giorno almeno:
 - 1) l'ordine, il modo e l'attività con cui progrediscono le lavorazioni;
 - 2) la qualifica e il numero degli operai impiegati;
 - 3) l'attrezzatura tecnica impiegata per l'esecuzione dei lavori;
 - 4) l'elenco delle provviste fornite dall'esecutore, documentate dalle rispettive fatture quietanzate, nonché quant'altro interessi l'andamento tecnico ed economico dei lavori, ivi compresi gli eventuali eventi infortunistici;
 - 5) l'indicazione delle circostanze e degli avvenimenti relativi ai lavori che possano influire sui medesimi, inserendovi le osservazioni meteorologiche e idrometriche, le indicazioni sulla natura dei terreni e quelle particolarità che possono essere utili;
 - 6) le disposizioni di servizio e gli ordini di servizio del RUP e del direttore dei lavori;
 - 7) le relazioni indirizzate al RUP;
 - 8) i processi verbali di accertamento di fatti o di esperimento di prove;
 - 9) le contestazioni, le sospensioni e le riprese dei lavori;
 - 10) le varianti ritualmente disposte, le modifiche o aggiunte ai prezzi.
 - b) i **libretti di misura delle lavorazioni** e delle provviste che contengono la misurazione e classificazione delle lavorazioni effettuate dal direttore dei lavori.
 - c) il registro di contabilità

- d) lo stato di avanzamento lavori (SAL)
 - e) il conto finale dei lavori
- 2 *Può essere anche previsto un **sommario del registro di contabilità** che, nel caso di lavori a misura, riporta ciascuna partita e la classifica secondo il rispettivo articolo di elenco e di perizia; nel caso di lavori a corpo, il sommario specifica ogni categoria di lavorazione secondo lo schema di contratto, con l'indicazione della rispettiva aliquota di incidenza rispetto all'importo contrattuale a corpo. Il sommario indica, in occasione di ogni stato d'avanzamento, la quantità di ogni lavorazione eseguita e i relativi importi, al fine di consentire una verifica della rispondenza con l'ammontare dell'avanzamento risultante dal registro di contabilità.*
- 3 *Le giornate di operai, di noli e di mezzi d'opera, nonché le provviste somministrate dall'esecutore possono essere annotate dall'assistente incaricato anche su un brogliaccio, per essere poi scritte in apposita **lista settimanale**. (...)*
- 4 *Il direttore dei lavori, in caso di delega ai direttori operativi o agli ispettori di cantiere, **verifica l'esattezza delle annotazioni sul giornale dei lavori e aggiunge le osservazioni, le prescrizioni e le avvertenze che ritiene opportune**, apponendo con la data la sua firma, di seguito all'ultima annotazione dei predetti soggetti delegati.*
- 9 *Quando si utilizzano i metodi e gli strumenti di cui all'articolo 43 del codice e all'allegato I.9 al codice, **i documenti contabili devono essere gestiti in modo interoperabile con i modelli informativi aggiornati** durante il corso dell'esecuzione dei lavori.*
- 10 *La contabilità dei lavori è effettuata mediante l'utilizzo di strumenti elettronici specifici, che usano piattaforme, anche telematiche, interoperabili a mezzo di formati aperti non proprietari, al fine di non limitare la concorrenza tra i fornitori di tecnologie. Tali strumenti elettronici devono essere in grado di garantire l'autenticità, la sicurezza dei dati inseriti e la provenienza degli stessi dai soggetti competenti. Il mancato utilizzo di programmi di contabilità computerizzata deve essere congruamente motivato dalla stazione appaltante e comunicato all'ANAC, e comunque deve essere limitato al tempo strettamente necessario per l'adeguamento della stazione appaltante. Nella predetta ipotesi, le annotazioni delle lavorazioni e delle somministrazioni sono trascritte dai libretti delle misure in apposito registro, le cui pagine devono essere preventivamente numerate e firmate dal RUP e dall'esecutore.*
- 11 *In caso di utilizzo di programmi di contabilità computerizzata, la compilazione dei libretti delle misure può essere effettuata anche attraverso la registrazione delle misure rilevate direttamente in cantiere dal personale incaricato in apposito verbale e in contraddittorio con l'esecutore. Nei casi in cui è consentita l'utilizzazione di programmi per la contabilità computerizzata, preventivamente accettati dal responsabile del procedimento, la compilazione dei libretti delle misure può essere effettuata sulla base dei dati rilevati nel verbale, anche se non espressamente richiamato.*

10.5.2.2 Articolo 15. -Documenti da fornirsi al collaudatore

- d) copia del programma di esecuzione dei lavori redatto dall'esecutore e relativi eventuali aggiornamenti approvati dal direttore dei lavori

10.5.2.3 Articolo 19. - Procedimento di collaudo

4. Il direttore dei lavori ha l'obbligo di **presenziare alla visita di collaudo**.

7. I processi verbali, oltre che dall'organo di collaudo e dall'esecutore, sono firmati dal direttore dei lavori nonché dal RUP, se intervenuto, e dagli altri obbligati a intervenire

10.5.2.4 Articolo 21. -Valutazioni dell'organo di collaudo

c.6 Il certificato di collaudo non è rilasciato sino a che da apposita dichiarazione del direttore dei lavori, confermata dal RUP, risulti che l'esecutore abbia completamente e regolarmente eseguito le lavorazioni prescrittegli (dalla commissione di collaudo- Ndr), ferma restando la facoltà dell'organo di collaudo di procedere direttamente alla relativa verifica.

10.5.2.5 Articolo 24. -Verbali di accertamento ai fini della presa in consegna anticipata

2. A richiesta della stazione appaltante interessata, l'organo di collaudo procede a verificare l'esistenza delle condizioni di cui al comma 1 nonché a effettuare le necessarie constatazioni per accertare che l'occupazione e l'uso dell'opera o lavoro sia possibile nei limiti di sicurezza e senza inconvenienti nei riguardi della stazione appaltante e senza ledere i patti contrattuali; redige pertanto un verbale, sottoscritto anche dal direttore dei lavori e dal RUP, nel quale riferisce sulle constatazioni fatte e sulle conclusioni cui perviene.

10.5.2.6 Articolo 26. -Ulteriori provvedimenti amministrativi

1. Terminate le operazioni connesse allo svolgimento del mandato ricevuto, l'organo di collaudo trasmette al RUP tutti i documenti amministrativi e contabili ricevuti, unendovi:
 - a) la dichiarazione del direttore dei lavori attestante l'esito delle prescrizioni ordinate dall'organo di collaudo;
 - c) le eventuali relazioni riservate relative alle riserve e alle richieste formulate dall'esecutore nel certificato di collaudo.
2. Il certificato di regolare esecuzione è emesso dal direttore dei lavori entro tre mesi dalla data di ultimazione dei lavori ed è immediatamente trasmesso al RUP che ne prende atto e ne conferma la completezza.

10.6 Il Giornale dei Lavori

Di tutta l'attività richiesta al Direttore dei Lavori vediamo il documento principale, quello che deve costituire base e riferimento all'intera attività della Direzione dei Lavori.

Come sottoscritto in R.D. n.350 del 1895, CAPO III, Art. 40:

- Giornale dei lavori – *Sul luogo dei lavori l'assistente designato dal Direttore dei lavori tiene un giornale (mod.2), su cui nota in ciascun giorno, ad almeno in ogni settimana, l'ordine, il modo e l'attività con cui progrediscono i lavori, la specie ed il numero degli operai nonché i mezzi d'opera impiegati dell'impresa.*

Inoltre il DL vi fa menzione delle circostanze e degli avvenimenti relativi ai lavori, o che possono influire sui medesimi, inserendovi, a norma delle ricevute istruzioni, le osservazioni metereologiche ed idrometriche, le indicazioni sulla natura dei terreni, e quelle altre particolarità che possono essere utili.

Il Direttore (dei lavori), almeno ogni dieci giorni, e se non sta sui lavori, in occasione di ciascuna visita, verifica l'esattezza delle annotazioni su questo giornale, vi aggiunge le osservazioni, le prescrizioni, e le avvertenze che crede opportune, e vi oppone, colla data, la sua firma, di seguito immediatamente all'ultima annotazione dell'assistente.

10.7 Compiti del Direttore dei Lavori durante l'Esecuzione dei lavori

Sicuramente non basta semplicemente redigere verbali, giornale dei lavori, atti, ecc. Oltre a rispondere a quanto riportato in normativa, il DL fondamentalmente deve produrre evidenze oggettive (dati) utili a se stesso e al RUP per verificare, avere certezza, di quanto sta accadendo in cantiere nello svolgimento dell'appalto in modo da cautelare la Stazione Appaltante (oltre il RUP dai compiti istituzionali) da possibili richieste, contenziosi, fatti dall'appaltatore, magari per avvenimenti o fatti di difficile prova successiva.

Il punto 3.8.1 della ISO 9000:2000 definisce “**evidenza oggettiva**” come: “*dati che supportano l'esistenza o la veridicità di qualcosa*” e precisa che l'evidenza oggettiva può essere fornita da osservazioni, misure, prove o da altri mezzi, quali ad esempio, documenti.

Documentazione tale da permettere di rispondere a :

- RUP
- Collaudatori
- CCT - Collegio Consultivo Tecnico
- DEC
- Giudici/Arbitri/CTU

per ogni domanda o quesito ricevuto.

10.8 Il DEC – Direttore dell'Esecuzione

La Figura del Direttore dell'Esecuzione è essenzialmente il DL dei contratti di servizi e forniture.

Compiti principali del Direttore dell'Esecuzione:

- Controlla la qualità dei servizi/materiali forniti (Qualità)
- Controlla la tempistica (Tempi)
- Controlla la spesa (Contabilità)

Opera in piena autonomia e nel rispetto delle disposizioni impartite dal RUP nell'esclusivo interesse all'efficiente e sollecita esecuzione del contratto secondo le modalità specifiche individuate nell' allegato II.14.

Tale figura professionale viene nominata dal RUP secondo le modalità specifiche individuate nell'allegato II.14 secondo Importi (limite soglia comunitaria) e Complessità (nessuna soglia minima).

10.9 CAPO II - DELL'ESECUZIONE DEI CONTRATTI DI SERVIZI E FORNITURE

Articolo 31 - Attività e compiti del Direttore dell'Esecuzione

Articolo 32 - Servizi e forniture di particolare importanza.

Articolo 33 - Esclusione dall'anticipazione del prezzo

Articolo 34 - Contestazioni e riserve

Articolo 35 - Valutazione delle variazioni contrattuali

Articolo 36 - Verifica di conformità

Articolo 37 - Certificato di verifica di conformità

Articolo 38 - Certificato di regolare esecuzione

Articolo 39 - Norme applicabili (Capo I)

10.9.1 Articolo 36 - Verifica di conformità

Corrisponde al "Collaudo"

Art 116 "I contratti sono soggetti a collaudo per i lavori e a verifica di conformità per i servizi e per le forniture per certificare il rispetto delle caratteristiche tecniche, economiche e qualitative dei lavori e delle prestazioni, nonché degli obiettivi e dei tempi, in conformità delle previsioni e pattuizioni contrattuali"

e può essere effettuata direttamente dal RUP o dal DEC , ma anche affidata esternamente a uno o più soggetti competenti.

11. LE CANTIERIZZAZIONI:

Riferimento Delibera n.4/2001

"La "cantierizzazione" è un termine, ormai, di uso comune. essa non può certo consistere nel completamento del progetto esecutivo il quale non deve, in base alle nuove norme, risultare tale da rendere necessari ulteriori livelli progettuali in senso proprio, né implicare attività progettuale destinata a colmare lacune eventualmente presenti nel progetto esecutivo, ma deve intendersi come produzione di quella documentazione che l'esecutore elabora per tradurre le indicazioni e scelte contenute nel progetto in istruzioni e piani operativi, cioè, l'attività propria dell'impresa che ha piena competenza nel determinare la organizzazione dei lavori."

"... è da ritenere che la “cantierizzazione” costituisca la redazione degli eventuali documenti di interfaccia tra il progetto e l’esecuzione, consentendo di coniugare le esigenze progettuali con quelle di realizzazione delle opere, nel rispetto dell’autonomia imprenditoriale dell’esecutore."

12. FOCUS riguardo il programma dei lavori:

12.1 Articolo 1 - “Attività e compiti del direttore dei lavori”

3. Sono attribuiti al direttore dei lavori i seguenti compiti:

i) “controllare e verificare il rispetto dei tempi di esecuzione dei lavori indicati nel **cronoprogramma** allegato al progetto esecutivo e successivamente dettagliati nel programma di esecuzione dei lavori. Quando si utilizzano i metodi e gli strumenti di cui all'articolo 43 del codice e all'allegato I.9 al codice, la direzione dei lavori si avvale di modalità di gestione informativa digitale delle costruzioni”

Il programma dei lavori sostituisce integralmente il Cronoprogramma di progetto originario allegato al progetto esecutivo

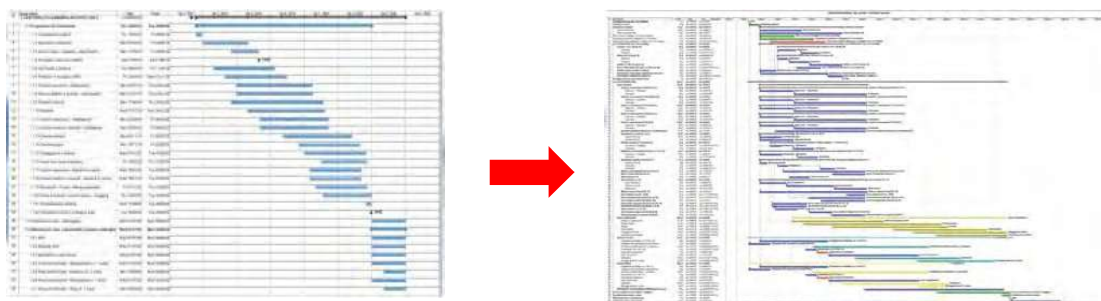


Fig. 117 – Esempio di Cronoprogramma e Programma dei lavori

Tale programma può essere anche indipendente dal cronoprogramma del progetto esecutivo, e deve riportare, per ogni lavorazione, le previsioni circa il periodo di esecuzione nonché l’ammontare presunto, parziale e progressivo, dell’avanzamento dei lavori alle scadenze contrattualmente stabilite per la liquidazione dei certificati di pagamento.

Nel caso di futuri aggiornamenti del programma si fa affidamento alla “**Sezione III - Collaudo, articolo 15. Documenti da fornirsi al collaudatore**”

1. “Il RUP trasmette all'organo di collaudo, in formato cartaceo o digitale:

d) *copia del programma di esecuzione dei lavori redatto dall'esecutore e relativi eventuali aggiornamenti approvati dal direttore dei lavori.*”

L’ufficio di direzione lavori dovrà confrontare lo stato dei lavori (Time Now) con l'ultimo programma di esecuzione redatto dall'Impresa e verificare :

1. La coerenza di quanto pianificato
2. Gli eventuali scostamenti
3. Le previsioni a finire per verificare il rispetto dei tempi contrattuali (anche intermedi se presenti)

12.2 Il controllo della spesa:

Nel corso dell'esecuzione dei lavori, dovranno essere intercettate tempestivamente problematiche che possono dar luogo a variazioni dei termini contrattuali. L'attività di verifica è da condursi congiuntamente alle attività di contabilità, ossia sulla base delle misurazioni e delle lavorazioni eseguite.

Tra i mezzi più comunemente utilizzati per valutare la produttività di un progetto dal punto di vista economico vi sono le cosiddette "Curve ad S" e l'approccio "Earned Value", in seguito approfonditi.

12.2.1 CURVE ad "S" e produzione EARNED VALUE:

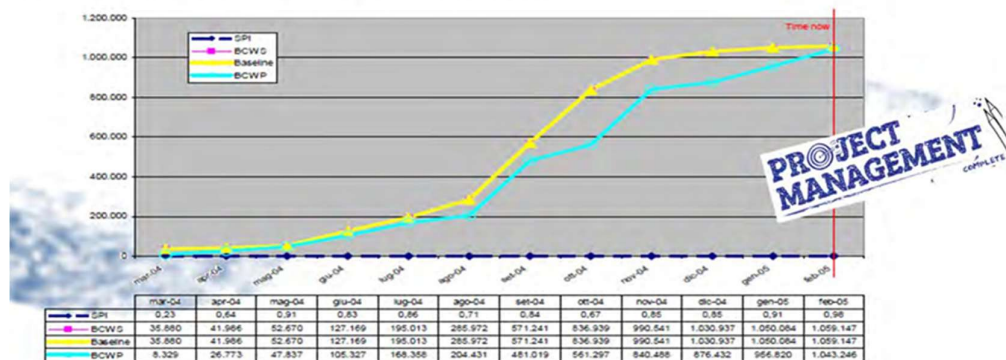


Fig. 118 – Curva ad "S"

Curva ad S (S-Curve):

Questa curva rappresenta graficamente l'accumulo dei costi del progetto nel tempo. Inizialmente, il costo cresce lentamente, poi aumenta rapidamente, raggiungendo un picco e infine diminuisce, assumendo la tipica forma ad "S". Le curve ad S sono uno strumento grafico estremamente potente per visualizzare l'andamento di un progetto nel tempo: ci permettono di confrontare in modo immediato quanto è stato pianificato, quanto è stato effettivamente realizzato e quanto è stato speso. Queste curve prendono il nome dalla loro forma caratteristica, che ricorda appunto una 'S': una fase iniziale lenta, una crescita accelerata durante la fase operativa centrale, e un rallentamento finale verso la conclusione.

Earned Value (EV):

L'Earned Value è una tecnica di project management che permette di misurare la performance di un progetto in termini di costi e tempi. Si calcola il valore del lavoro effettivamente svolto rispetto al valore previsto (Planned Value - PV) e al costo effettivo (Actual Cost - AC). Solitamente durante lo svolgimento dei progetti viene chiesto al team la rendicontazione delle ore di lavoro impiegate, per ciascuna attività, ma la semplice misurazione delle tempistiche non è sufficiente per valutare l'efficacia del progetto. Supponiamo che dalla rendicontazione emerga che le ore impiegate per le attività del progetto siano in linea con quanto previsto in fase di pianificazione. Questo tuttavia non permette di comprendere se lo stato di avanzamento delle attività e dei deliverables sia realmente in linea con le aspettative del progetto. La valutazione delle performance di progetto non è semplicemente un'attività

da eseguire una tantum, ma rappresenta al contrario un'attività continua da svolgere durante tutta la durata del progetto stesso. Tenendo in considerazione solo le ore a consuntivo, si arriverebbe e capire troppo tardi che il progetto ha speso gran parte del budget a disposizione ed è in ritardo rispetto alla data di consegna. Per questo viene utilizzato il metodo Earned Value, che permette di valutare l'avanzamento del progetto mettendo a confronto il fattore tempo con le spese sostenute e con lo stato effettivo dei deliverables, garantendo una visione d'insieme di eventuali problemi che possono presentarsi. L'individuazione preventiva di un problema permette di iniziare un processo di problem solving anticipando e mitigandone le conseguenze.

Legame tra Curva ad S e Earned Value:

La Curva ad S può essere utilizzata per indicare l'Earned Value, nella quale:

- L'asse verticale rappresenta il costo stimato.
- L'asse orizzontale rappresenta il tempo.
- Il PV (Planned Value) rappresenta il costo pianificato da versare nel tempo.
- L'EV (Earned Value) rappresenta il valore del lavoro effettivamente svolto.
- L'AC (Actual Cost) rappresenta il costo effettivo sostenuto fino a quel momento.

Impiego della Curva ad S nell'Earned Value:

- Monitoraggio: La Curva ad S permette di valutare l'andamento del progetto in tempo reale, identificando eventuali variazioni rispetto al piano.
- Analisi delle performance: Affiancando l'EV al PV e l'AC, è possibile valutare la performance del progetto in termini di costo e tempo.
- Previsioni: La Curva ad S può essere utilizzata per predire i costi futuri dell'opera, in base alla sua performance attuale.

Integrando le curve ad S con il metodo dell'Earned Value possiamo andare oltre il semplice confronto tra costi e tempi. Possiamo infatti valutare con esattezza l'efficienza del progetto, prevedere deviazioni future e prendere decisioni pesate in tempo utile.

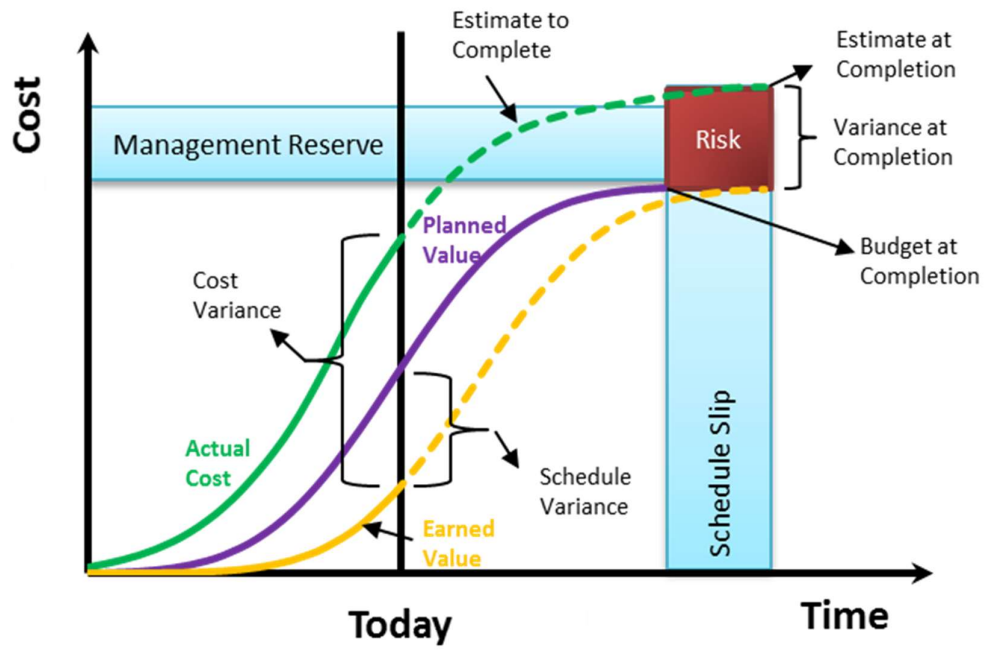


Fig. 119 – Analisi tempo-costi della curva ad “S”

13. CONCLUSIONI:

A seguito dello svolgimento ad hoc dei processi costruttivi precedentemente elencati, dei controlli sui materiali svolti dalla DL e dei singoli calcoli di verifica strutturale sarà poi possibile garantire l'obiettivo inizialmente prefissato sulla Banchina C. Personalmente ritengo obbligatorio svolgere una riflessione sull'esperienza svolta e su come essa abbia permesso al sottoscritto di sviluppare una visione d'insieme su quelli che sono i singoli processi ampiamente trattati.

Questa esperienza mi ha permesso di crescere sia professionalmente che personalmente. Catapultandomi in un contesto operativo altamente specializzato, ho osservato e partecipato concretamente alle diverse fasi di questo intervento infrastrutturale complesso, confrontandomi con i problemi reali e contribuendo, nel mio piccolo, alla loro risoluzione. Nel periodo di tirocinio ho approfondito aspetti tecnici legati alla progettazione e alla creazione di opere marittime, consultando quotidianamente la specifica documentazione di cantiere. Ho inoltre acquisito maggiore familiarità con normative tecniche, iter autorizzativi e processi progettuali propri dell'ambiente di ingegneria civile, particolarmente rilevanti in un contesto strategico come quello del porto di Ravenna.

Uno degli aspetti più significativi di questa esperienza è stato l'approccio interdisciplinare e collaborativo che caratterizza i progetti complessi: ho avuto l'opportunità di interfacciarmi con ingegneri, tecnici, imprese esecutrici e autorità portuali, comprendendo quanto sia fondamentale una comunicazione efficace e una visione integrata per il successo di un'opera.

In conclusione, il percorso svolto mi ha permesso di consolidare le competenze acquisite durante il mio corso di studi in ingegneria, accrescendole con una dimensione pratica e concreta che difficilmente si sarebbe potuta ottenere in aula. L'esperienza in Seacon S.r.l. ha infatti confermato la mia motivazione a proseguire il mio percorso di formazione professionale nel settore dell'ingegneria, con particolare interesse per le opere marittime e portuali, a mio parere i settori in cui trovano maggiore espressione l'innovazione tecnica, impatto territoriale e le sfide ambientali di grande attualità.

14. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA:

- Manzone F. e Troiano D., Pianificazione Operativa del cantiere-Teoria e Metodi nella produzione edilizia, Torino, Levrotto & Bella, 2018. 1)
- Mariano B., Cantieri Metodi e strumenti di gestione e organizzazione, Roma, Legislazione tecnica s.r.l., 2011.
- <http://biblus.acca.it> “Il Direttore dei lavori e il nuovo Codice appalti, le attività in 11 step!”
- Presentazione a cura di Ing. Marco Sovera e Arch. Laura Di Spes, “La direzione dei lavori nei vari contesti e con il nuovo codice degli appalti”, 15 marzo 2024, Ai-Team.
- Presentazione a cura di Ing. Marco Sovera, “Legislazione e contenzioso delle opere pubbliche. RUP, Progettazione ed Esecuzione, CCT”, 4 maggio 2024, Master di II livello, Università E-Campus Roma.
- <https://www.port.ravenna.it/porto-di-ravenna/informazioni-tecniche.html>

15. RINGRAZIAMENTI:

Giunto al termine di questo lungo e tortuoso percorso, desidero esprimere la mia più sincera gratitudine a tutte le persone che mi sono state accanto, sostenendomi con affetto, pazienza e incoraggiamento.

Alla mia famiglia, quella che mi ha permesso di arrivare dove sono ora, credendo sempre in me. Grazie ai miei genitori e alla nonna, che con il loro amore, i loro sacrifici e il loro esempio mi hanno insegnato il valore dell'impegno e della costanza. Senza il vostro supporto nulla di tutto questo sarebbe stato possibile. Grazie per avermi reso la persona che sono oggi. Il mio più grande auspicio è riuscire, un giorno, ad essere per gli altri ciò che voi siete stati per me: una presenza solida, una luce nei momenti difficili ed una fonte inesauribile di forza e ispirazione.

Agli amici di una vita, a quelli con cui sono cresciuto, condividendo risate, sogni, sfide e silenzi. Anche quando la vita ci ha portati lontano, non siete mai mancati. La distanza non ha mai fatto venir meno la vostra presenza, il vostro affetto, né la vostra capacità di farmi sentire a casa, ovunque fossi. Grazie per esserci stati, anche da lontano. Per ogni messaggio, ogni serata, ogni parola al momento giusto. La vostra amicizia è una certezza che porto con me ovunque vada.

Un pensiero speciale va ai miei *amici di Bologna*, amici di università e non, compagni di viaggio in questa avventura, con cui ho condiviso gioie, fatiche, ansie e festeggiamenti indimenticabili. Grazie per esserci sempre stati e per aver reso più leggere anche le giornate più complicate. Fin dal primo giorno ci siamo trovati, come se la nostra amicizia fosse già lì da tempo, creando un rapporto che solamente persone sincere e genuine possono ottenere. Se Bologna è stata così speciale, è merito vostro: avete dato senso ai luoghi, riempito il tempo di storie da ricordare e reso ogni esperienza più autentica.