

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

Il Responsabile di Progetto
Dott. Ing. Luca Bondanelli

Il Geologo:
NA

PROGETTAZIONE DI:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581



A.T.I.:

idroesse
engineering
MANDATARIA

ROCKSOIL S.p.A.
MANDANTE

VIA
INGEGNERIA S.r.l.
MANDANTE

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazioni Prestazioni Specializzate
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.
Ing. Pietro Mazzoli
IMPRESA PIZZAROTTI
ISCRITTO ORDINE
INGEGNERI PARMA n.821

Titolo Elaborato:

**Asse principale
Smaltimento e trattamento acque di piattaforma
Asse ATST da Km -2+350 A Sp. Sud Ponte Fiume Taro (Km 0+450,78)
Spingitubo sotto A1-lato Galleria DN1600/DN1200 (TAP02A)
Relazione di Calcolo**

Data Emissione Progetto

18/03/2014

Scala:

--

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N Progr. Doc.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	ST	01	G	RE	002	A

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	21/11/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	COSTANTINI	NIGRELLI	MAZZOLI



INDICE

1.	Premesse.....	3
2.	Normativa.....	5
3.	Caratteristiche dei materiali	6
3.1.	Soletta di fondazione e parete di spinta – Conglomerato cementizio	6
3.2.	Acciaio per c.a. – Barre aderenza migliorata.....	7
4.	Metodo di calcolo e legami costitutivi utilizzati	8
4.1.	Legame costitutivo del conglomerato cementizio.....	8
4.2.	Legame costitutivo acciaio per c.a.....	8
5.	Definizione delle azioni – Analisi dei carichi	9
5.1.	Carichi Permanenti (g_{1-1} , g_{1-2} e g_2).....	9
5.1.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (g_{1-1}).....	9
5.1.2.	Spinta delle terre (g_{1-2}).....	9
5.1.3.	Sovraccarichi permanenti (g_2)	10
6.	Combinazioni delle azioni	11
7.	Calcolo delle sollecitazioni – Modelli di calcolo	12
7.1.	Premessa.....	12
7.2.	Modello di calcolo – Input	12
7.3.	Modello di calcolo – Output	15
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE – Criteri di verifica	17
8.1.	Verifica allo scorrimento piano di posa fondazione	17
8.2.	Verifica di stabilità terreno retrostante muro di spinta	18
9.	VERIFICHE STRUTTURALI – Criteri di verifica.....	19
9.1.	Soletta di fondazione – Geometria ed armatura.....	20
9.1.1.	Verifiche a flessione – Sezione $B_1 \times H_1$	20
9.1.2.	Verifiche a taglio.....	21
9.1.3.	Verifiche a flessione – Sezione $B_2 \times H_2$	22
9.1.4.	Verifiche a taglio.....	22
9.2.	Muro di spinta – Geometria ed armatura	23
9.2.1.	Verifiche a flessione – Sezione $B_2 \times H_2$	23
9.2.2.	Verifiche a taglio.....	24



1. PREMESSE

Nella presente relazione di calcolo sono riportate le analisi e le verifiche statiche del sistema di contrasto in c.a. denominato *TAP02A* previsto per la spinta di una tubazione camicia circolare in c.a., composta da conci del diametro esterno di 1.94 m spessore di 0.17 m e lunghezza di circa 3.0 m, sotto il rilevato esistente dell'autostrada A1, per una lunghezza complessiva di circa 79.6 m.

L'opera in c.a. esaminata, interamente realizzata con getto in opera, è composta da una soletta di fondazione di lunghezza totale pari a 8.5 m e spessore variabile a tratti: da un minimo di 30 cm per un tratto di lunghezza pari a 5.0 m e da un massimo di 60 cm per la restante parte. La struttura di contrasto alla spinta è completata da una parete verticale ortogonale alla soletta di fondazione di altezza complessiva pari a 4.9 m, di cui 1.8 m interrati; lo spessore è costante e pari a 100 cm. La dimensione trasversale, ovvero la larghezza della struttura, è pari a 4.0 m sia per la soletta di fondazione sia per la parete verticale.

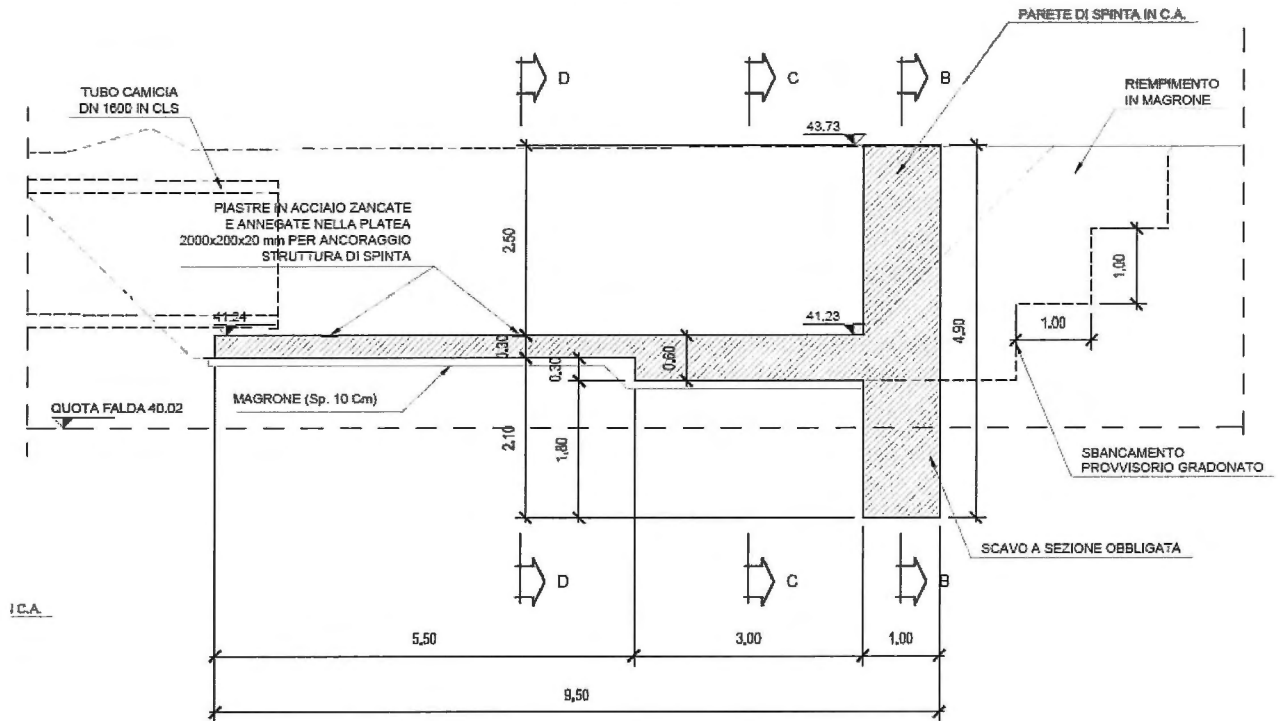
La struttura è realizzata previo uno sbancamento del terreno tipo trincea fino alla profondità pari alla quota di intradosso della soletta di fondazione e che presenta, lato parete verticale, una scavo con sagomatura a gradoni, di dimensioni 1.0×1.0m, fino al P.C.; si evidenzia che per il solo tratto di parete interrata, di altezza pari a 1.1 m, si prevede, in ragione della richiesta rapidità delle successive fasi realizzative, la realizzazione di una trincea a pareti verticali.

La struttura così pensata è atta a ricevere, tramite un preciso e corretto posizionamento plano-altimetrico, i conci "giuntabili" della tubazione camicia in c.a. all'estradosso della soletta di fondazione che saranno successivamente spinti all'interno del rilevato tramite due martinetti idraulici, in grado di fornire una spinta complessiva pari a 6000 kN (portata massima assunta in progetto), allineati altimetricamente sul diametro orizzontale della tubazione ovvero a circa 1.07 m dall'estradosso della soletta di fondazione.

Si riportano di seguito alcune figure della struttura in oggetto.

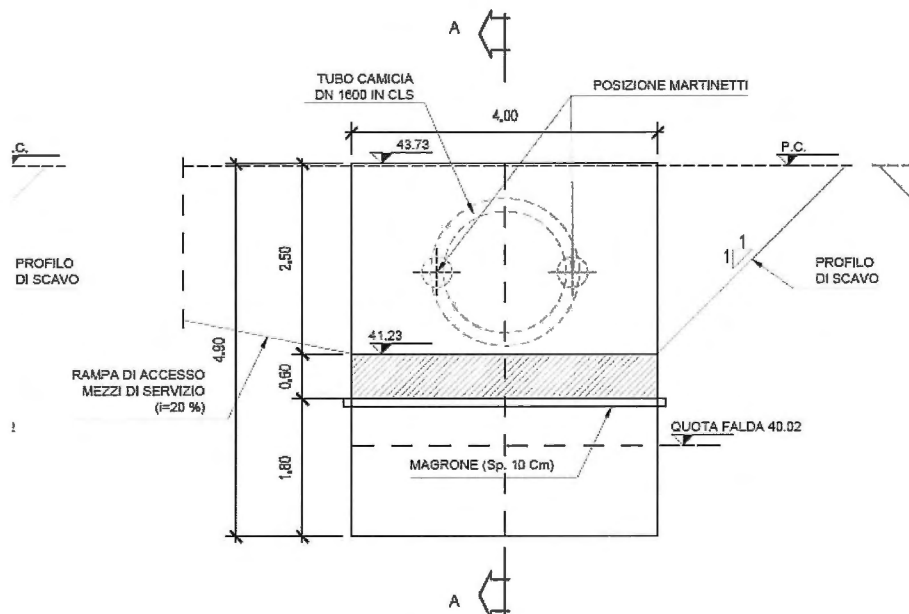
Sezione longitudinale (parallela alla spinta)

SEZIONE A-A
Scala 1:50



Sezione trasversale (perpendicolare alla spinta)

SEZIONE C-C
Scala 1:50



Per tutte le informazioni di dettaglio si rimanda ai rispettivi elaborati grafici.



2. NORMATIVA

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti facendo riferimento alla normativa vigente:

- **Ministero delle Infrastrutture - D.M. 14/01/2008:** "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- **Circ.Min. n°617 del 02/02/2009:** "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008):** "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive";

ovvero, in favore di sicurezza, a normative di comprovata affidabilità con particolare riferimento alle seguenti normative

- *Ministero dei LL.PP. - D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";*
- *Ministero dei LL.PP. - Circ. n°30483 del 24/09/1988: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".*
- *D.M. 16/1/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";*
- *Circolare n. 65AA.GG./STC del 10/04/1997 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16/01/1996.*
- *D.M. del 14/2/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso";*
- *D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche";*
- *D.M. 16/1/1996: "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";*
- *Circolare n. 156 AA.GG./STC del 04/7/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 9/01/1996;*
- *Circolare n. 252 del 15/10/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9/01/1996;*
- *D.M. del 04/05/1990 – "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali";*
- *Circolare n°34233 del 25/02/1991 – "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";*



3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1. Soletta di fondazione e parete di spinta – Conglomerato cementizio

<i>Resistenza cubica caratteristica a compressione</i>	<i>R_{ck} =</i>	<i>30.0 MPa</i>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	= 24.9 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 32.9 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31447 MPa
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	= 1.79 MPa
- Stato Limite Ultimo		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.50 --
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_c =$	0.85 --
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_c \times f_{ck} / \gamma_c$	= 14.11 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.19 MPa
- Stato Limite di Esercizio		
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	= 14.94 MPa



3.2. Acciaio per c.a. – Barre aderenza migliorata

Per l'armatura del conglomerato cementizio si prevede l'impiego di barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo **B 450 C**, con le seguenti caratteristiche:

Modulo elastico	E_s	=	210000 MPa
Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f_{tk}	=	540.0 MPa
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	=	450.0 MPa
Rapporto minimo tra i valori caratteristici di rottura e snervamento (frattile 10%)	$(f_t/f_y)_k$	\geq	1.15
Rapporto massimo tra i valori caratteristici di rottura e snervamento (frattile 10%)	$(f_t/f_y)_k$	$<$	1.35
Allungamento caratteristico a rottura (frattile 10%)	$(A_{gt})_k$	=	6.75 %

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15 --
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	= f_{yk}/γ_s	\cong 391.3 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$k \times f_{yd}$	= $1.15 \times (f_{yk}/\gamma_s)$	\cong 450.0 MPa

Stato Limite di Esercizio

Tensione massima di trazione	σ_s	$< 0.80 \times f_{yk}$	= 360.0 MPa
------------------------------	------------	------------------------	-------------

4. METODO DI CALCOLO E LEGAMI COSTITUTIVI UTILIZZATI

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza e Tecnica delle Costruzioni. Le verifiche sono eseguite con il metodo agli Stati Limite; si riportano pertanto in particolare:

- Stato Limite di Esercizio \Rightarrow Verifiche dello stato tensionale per le sollecitazioni di flessione semplice e/o presso-tenso flessione. Stante la provvisorialità dell'opera non si riengono assolutamente necessarie le verifiche di durabilità;
- Stato Limite Ultimo \Rightarrow Verifica a rottura per le sollecitazioni di flessione semplice e/o presso-tenso flessione e taglio.

4.1. Legame costitutivo del conglomerato cementizio

Si adotta il diagramma parabola rettangolo definito da un arco di parabola con la seguente equazione:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \text{per: } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd}; \quad \text{per: } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

in cui ε_{c2} e ε_{cu2} assumono i seguenti valori:

deformazione al valore massimo della tensione $\varepsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$;

deformazione unitaria a rottura $\varepsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$.

4.2. Legame costitutivo acciaio per c.a.

Si adotta il diagramma elasto-plastico incrudente (bilineare finito con incrudimento) considerando un limite della deformazione unitaria ultima di progetto "E_{ud}" pari a:

deformazione unitaria ultima di progetto $E_{ud} = 0.9 \times E_{uk} = (A_{gt})_k = 6.75\text{‰}$.

e considerando il valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t/f_y)_k$.



5. DEFINIZIONE DELLE AZIONI – ANALISI DEI CARICHI

Oggetto del presente capitolo è la definizione delle azioni da considerare ai fini delle verifiche, secondo le indicazioni fornite dalla normativa vigente. Si evidenzia in particolare che in relazione alla provvisorialità dell'opera non si considera l'azione sismica tra le azioni di progetto. Si segnala inoltre che i carichi indotti:

- dalla posa in opera del tubo camicia prefabbricato (elemento di geometria e peso definiti in maniera accurata e precisa);
 - dall'azionamento dei martinetti idraulici controllati e monitorati tramite centralina (azione definita e controllata in maniera accurata tramite l'impiego di strumenti di precisione);
- sono considerati come azioni che agiscono durante la vita "nominale" della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è lenta e controllata da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti e che pertanto si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

5.1. Carichi Permanenti (g_{1-1} , g_{1-2} e g_2)

5.1.1. *Peso proprio degli elementi strutturali (g_{1-1})*

I carichi rappresentati dal peso delle singole componenti, soletta di fondazione e parete di spinta, sono valutati assumendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a 25 KN/m³. In particolare si ricava:

- Peso soletta di fondazione $\Rightarrow P_{\text{sol-fond}} = (5.5 \times 0.3 + 3.0 \times 0.6) \times 4 \times 25 = 345 \text{ kN}$;
- Peso muro di spinta $\Rightarrow P_{\text{muro-sp}} = (4.9 \times 1.0) \times 4 \times 25 = 490 \text{ kN}$.

Il peso totale del manufatto risulta pertanto pari a:

- Peso totale manufatto $\Rightarrow P_{\text{TOT}} = 835 \text{ kN}$.

5.1.2. *Spinta delle terre (g_{1-2})*

Si considera la spinta delle terre agenti sulla parete controterra. In particolare durante le fasi di posa in opera dei conci, ovvero quando non si applica l'azione dei martinetti, si considera, in assoluto favore di sicurezza, la spinta statica del terreno (in realtà a tergo del manufatto è presente una zona di transizione in misto cementato di adeguate dimensioni) in condizioni a riposo secondo la seguente distribuzione triangolare:

- $\sigma_{\text{terreno}} = \gamma_{\text{ter}} \times z \times K_0$;

con

$$\gamma_{\text{ter}} \cong 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$z \Rightarrow \text{profondità a partire da testa muro } (z_{\text{max}} \cong 4.9 \text{ m});$$

$$\phi_k = 43^\circ \Rightarrow \text{valore medio dell'angolo di attrito interno del terreno}$$

$$(\phi_{k-\text{min}} \cong 40^\circ \div \phi_{k-\text{max}} \cong 46^\circ);$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi_k) \cong 0.32 \Rightarrow \text{coefficiente di spinta a riposo (formula di Jacky)}.$$



Per garantire l'equilibrio alla traslazione verticale del manufatto quando non è esercitata la l'azione di spinta dei martinetti ovvero quando la struttura è sottoposta alla spinta delle terre si considera la reazione attritiva indotta dal peso proprio della sola struttura. Tale azione è assunta pari a:

$$- R_{\text{attrito}} = P_{\text{TOT}} \times (\text{tg}\phi_k/\gamma_\phi).$$

Per quanto riguarda le condizioni di spinta massima dei martinetti si determina invece la massima reazione del terreno a tergo del manufatto di spinta e si confronta con la massima reazione del terreno in condizioni di spinta passiva. Il coefficiente di spinta passiva calcolato secondo la teoria di *Caquot-Kerisel* (*superficie di scorrimento curvilinea*), considerando in favore di sicurezza il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno ($\gamma_\phi=1.25$) e non del misto cementato, risulta pari a:

$$- k_{\text{pd-Caquot Kerisel}} \cong 7.2;$$

con

$$\phi_d = \arctg(\text{tg}\phi_k/\gamma_\phi) \cong 37^\circ \Rightarrow \text{valore medio dell'angolo di attrito interno del terreno};$$

$$\delta_d = 0.5 \times \phi_d = 18.5^\circ \Rightarrow \text{angolo di attrito muro-terreno};$$

$$\lambda = 0^\circ \Rightarrow \text{inclinazione della parete di spinta rispetto alla verticale};$$

$$\beta = 0^\circ \Rightarrow \text{inclinazione del piano che delimita il terrapieno rispetto all'orizzontale}.$$

5.1.3. Sovraccarichi permanenti (g_2)

Come precedentemente dichiarato si considerano come permanenti i seguenti carichi:

$$- \text{Peso tubo camicia} \quad P_{\text{tub-ca}} = A_{\text{tub-ca}} \times \gamma_{\text{ca}} \cong 0.95 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \cong 24 \text{ kN/m di concio};$$

$$- \text{Spinta martinetti} \quad F_{\text{mart}} = n^\circ_{\text{mart}} \times F_{\text{mart}} \cong 2 \text{ martinetti} \times 3000 \text{ kN/martinetto} = 6000 \text{ kN}.$$

Il peso del tubo camicia è considerato per una lunghezza tipo del singolo concio pari a circa 3.0 m.

In particolare il valore adottato per l'entità dell'azione dei martinetti rappresenta il limite superiore dell'azione di spinta attesa durante il varo dell'intera tubazione.



6. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con il *DM2008*, si definiscono le seguenti combinazioni di:

- *Combinazione FONDAMENTALE, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):*

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione RARA, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:*

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), ovvero quelle rare si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite per le parti in c.a. facendo riferimento allo *stato limite ultimo di tipo strutturale STR* ovvero per il raggiungimento della resistenza ultima negli elementi strutturali valutata considerando l'*Approccio 1 – Combinazione 1* secondo la seguente combinazione:

- $A1+M1+R1$

con

$$A1 \Rightarrow \gamma_A = 1.0-1.5 \quad M1 \Rightarrow \gamma_M = \gamma_{\phi} = \gamma_{c'} = \gamma_{\gamma} = 1.0 \quad R1 \Rightarrow \gamma_R = 1.0.$$

Per la verifica a scorrimento del manufatto si farà riferimento allo *stato limite ultimo di tipo geotecnico GEO* considerando il *collasso per scorrimento sul piano di posa* ovvero considerando l'*Approccio 2* secondo la seguente combinazione:

- $A1+M1+R3$

con

$$A1 \Rightarrow \gamma_A = 1.0-1.3 \quad M1 \Rightarrow \gamma_M = \gamma_{\phi} = \gamma_{c'} = \gamma_{\gamma} = 1.0 \\ R3 \Rightarrow \gamma_R = 1.1 \text{ (scorrimento - cfr. Tabella 6.4.I delle N.T.C.)}$$

Per il terreno retrostante il muro di spinta si farà invece riferimento allo *stato limite ultimo di tipo geotecnico GEO* considerando lo stato limite di *stabilità globale terreno-struttura* ovvero considerando l'*Approccio 1 – Combinazione 2* secondo la seguente combinazione:

- $A2+M2+R2$

con

$$A2 \Rightarrow \gamma_A = 1.0 \quad M2 \Rightarrow \gamma_M = \gamma_{\phi} = \gamma_{c'} = 1.25 + \gamma_{\gamma} = 1.0; \\ R2 \Rightarrow \gamma_R = 1.1 \text{ (stabilità globale - cfr. Tabella 6.8.I delle N.T.C.)}$$



7. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI – MODELLI DI CALCOLO

7.1. Premessa

Le sollecitazioni sulla soletta di fondazione e sul muro di spinta sono valutate con riferimento alle fasi operative previste.

In una prima fase l'analisi è condotta utilizzando un modello di trave su suolo elastico alla Winkler soggetta al peso proprio della soletta, al peso proprio del muro di spinta ed alla spinta delle terre (le molle poste a tergo muro sono tese dalla spinta delle terre).

In una seconda fase l'analisi è condotta utilizzando lo stesso modello di trave su suolo elastico considerando oltre ai pesi propri della struttura, i carichi dovuti al peso della tubazione, l'azione di spinta dei martinetti; la reazione del terreno è restituita dalle molle poste a tergo del muro di spinta (molle compresse dalla spinta dei martinetti).

Le analisi sono condotte utilizzando un modello bidimensionale dell'intera struttura che impiega elementi tipo "trave". Il terreno è modellato come suolo elastico alla Winkler e quindi come una serie di molle verticali ed orizzontali reagenti solo a compressione.

7.2. Modello di calcolo – Input

Per determinare le sollecitazioni nelle travi e nei trasversi si implementa un opportuno modello di calcolo bidimensionale agli elementi finiti tramite l'ausilio di un apposito programma di calcolo. Per modellare la soletta di fondazione ed il muro di spinta si sono impiegati elementi lineari monodimensionali tipo "beam" a due nodi; nella valutazione delle rigidità è considerato l'effetto deformativo del taglio. La geometria del modello è tale da riprodurre l'effettiva geometria della struttura in tutte le sue parti. La rigidità degli elementi strutturali è valutata facendo riferimento alla sezione interamente reagente.

Il materiale c.a. è schematizzato come un materiale dal comportamento elastico lineare; le caratteristiche adottate sono pertanto:

Soletta di fondazione e muro gettati in opera – $R_{ck} = 30\text{MPa}$

$$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 22000 \times [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} \cong 3.145 \times 10^7 \text{ kPa} \quad \nu = 0.2.$$

I vincoli verticali adottati tengono conto dell'interazione della struttura con il suolo, sottostante la soletta di fondazione e posto a tergo muro, schematizzato come elastico alla Winkler con molle reagenti solo a compressione (analisi non lineare); si è adottato in particolare un valore cautelativo della costante di sottofondo pari a 10000 kN/m^3 (1.0 kg/cm^3); si è impedito poi lo spostamento orizzontale essendo soddisfatta la verifica allo scorrimento per la spinta delle terre.

I carichi considerati nel modello di calcolo sono quelli descritti, analizzati e valutati precedentemente (vedere § 5) ovvero i soli carichi statici: si ricorda infatti che i carichi sismici non sono considerati in relazione alla provvisorialità della struttura.

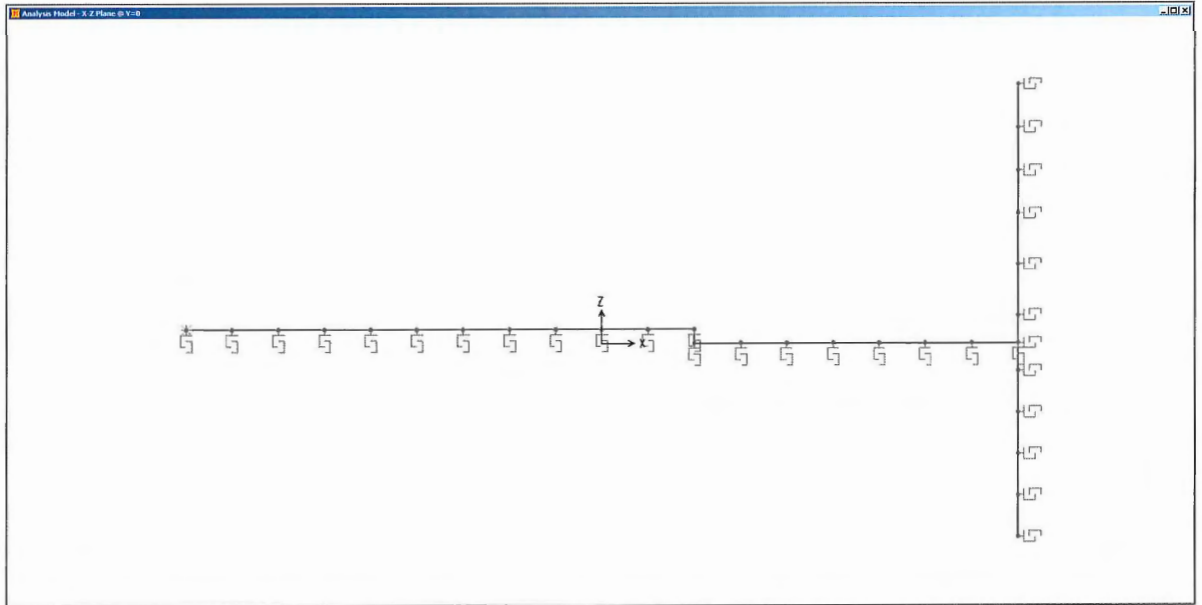
Le combinazioni implementate sono in linea con quanto riportato al § 6; di seguito si tabellano le combinazioni implementate.



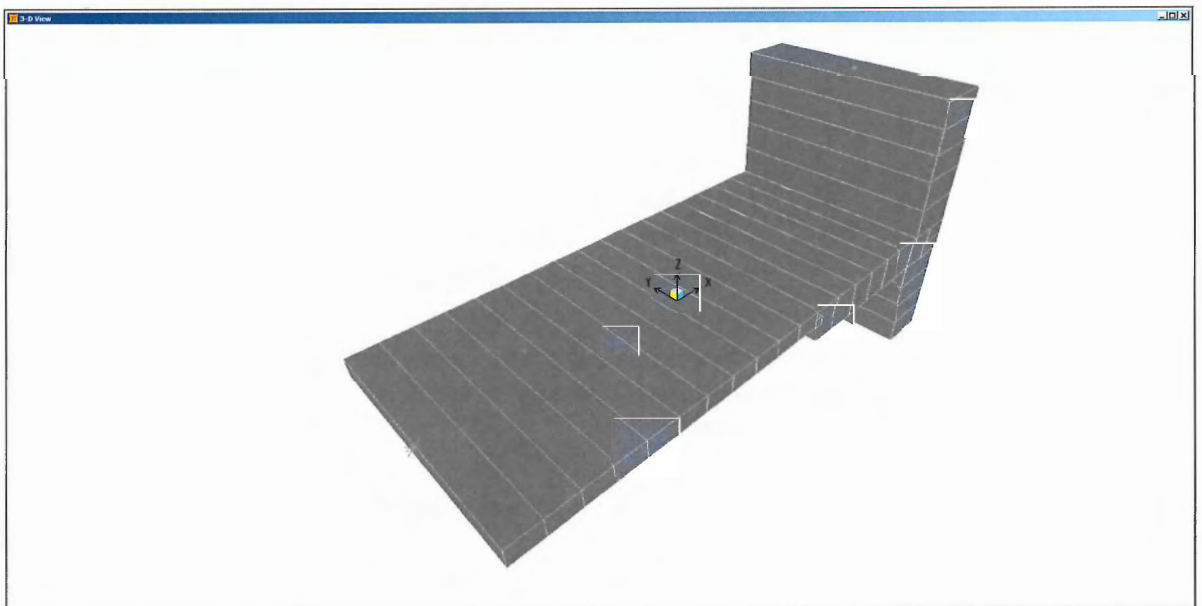
TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
Pp+P1+F	Load pattern	Pp	1
Pp+P1+F	Load pattern	Perm1	24
Pp+P1+F	Load pattern	F	6000
Pp+P2+F	Load pattern	Pp	1
Pp+P2+F	Load pattern	Perm2	24
Pp+P2+F	Load pattern	F	6000
Pp+P3+F	Load pattern	Pp	1
Pp+P3+F	Load pattern	Perm3	24
Pp+P3+F	Load pattern	F	6000
Pp+St+Rat+P1	Load pattern	Pp	1
Pp+St+Rat+P1	Load pattern	St	110.08
Pp+St+Rat+P1	Load pattern	Rat(*)	615
Pp+St+Rat+P1	Load pattern	Perm1	24
Pp+St+Rat+P2	Load pattern	Pp	1
Pp+St+Rat+P2	Load pattern	St	110.08
Pp+St+Rat+P2	Load pattern	Rat(*)	615
Pp+St+Rat+P2	Load pattern	Perm2	24
Pp+St+Rat+P3	Load pattern	Pp	1
Pp+St+Rat+P3	Load pattern	St	110.08
Pp+St+Rat+P3	Load pattern	Rat(*)	615
Pp+St+Rat+P3	Load pattern	Perm3	24
Pp+St+Rat	Load pattern	Pp	1
Pp+St+Rat	Load pattern	St	110.08
Pp+St+Rat	Load pattern	Rat	615

Rat(*) ⇒ Reazione dell'attrito uguale alla spinta delle terre tale da garantire l'equilibrio alla traslazione orizzontale. Tale azione è applicata come azione assiale sulla soletta di fondazione.

Si riportano di seguito alcune figure del modello di calcolo.



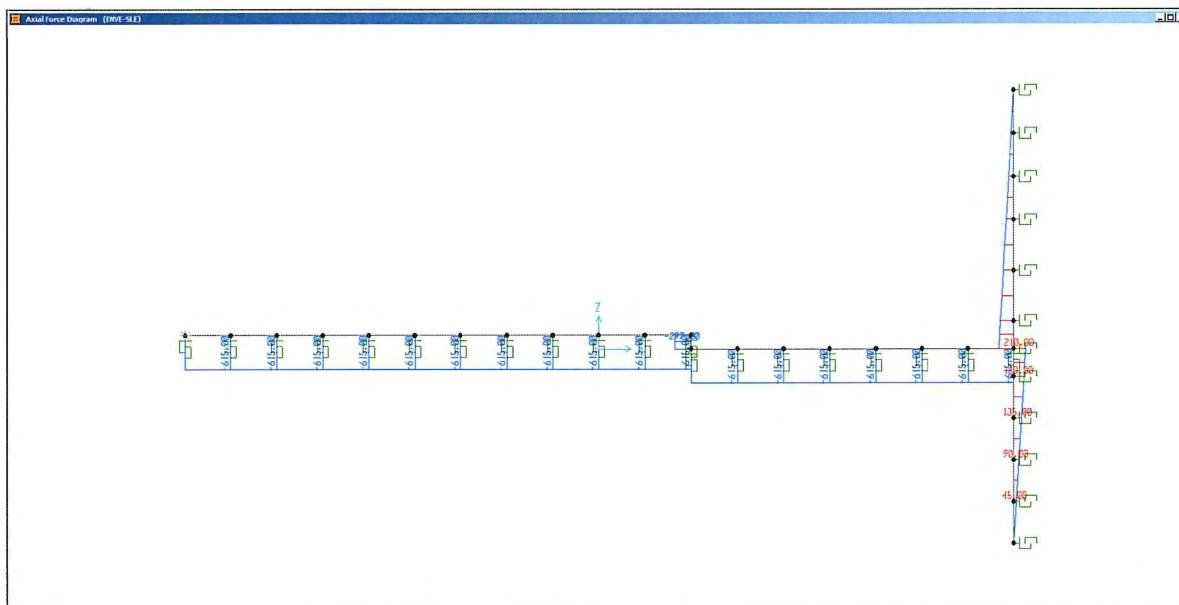
Modello di calcolo – Geometria e mesh degli elementi



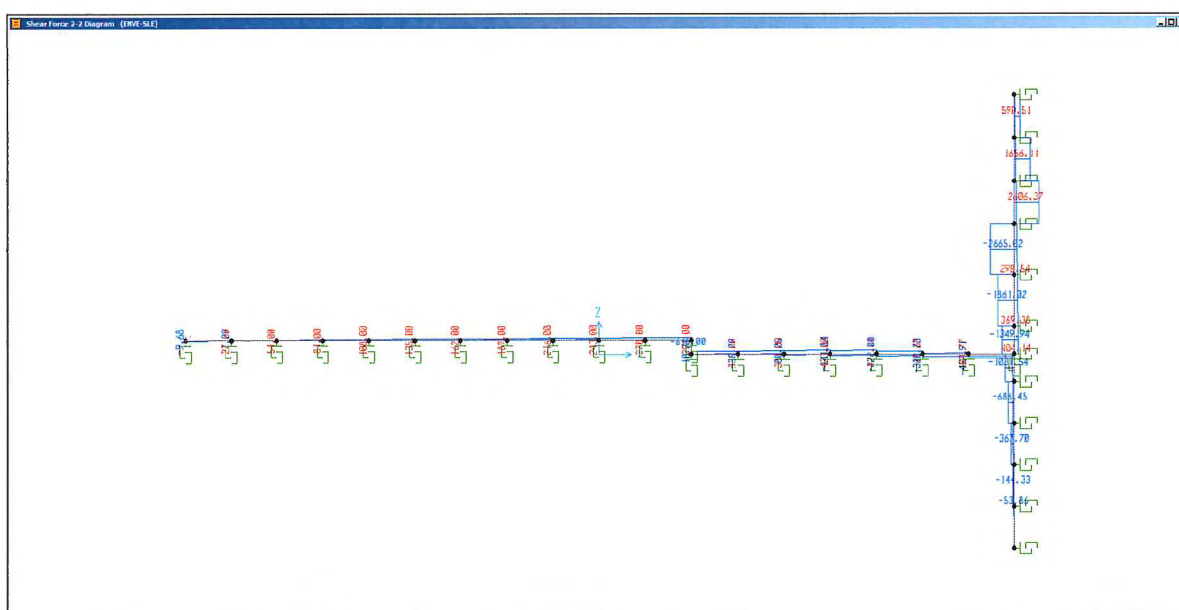
Modello di calcolo – Estrusione degli elementi

7.3. Modello di calcolo – Output

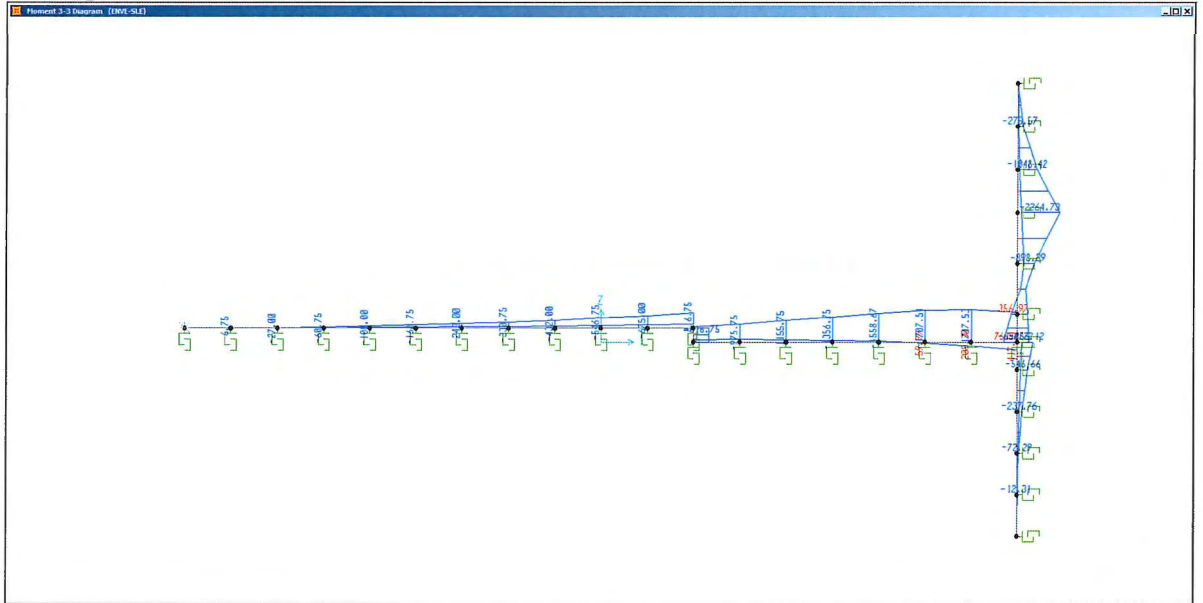
Si riportano di seguito i diagrammi delle principali caratteristiche di sollecitazione (sforzo assiale, taglio nel piano verticale e momento flettente) per la combinazione involuppo. Si segnala che le sollecitazioni allo **SLU** sono desunte cautelativamente dalle sollecitazioni allo **SLE** amplificando queste ultime per un coefficiente pari a 1.3.



Inviluppo combinazioni SLE – Sforzo assiale



Inviluppo combinazioni SLE – Taglio



Inviluppo combinazioni SLE – Momento flettente



8. VERIFICHE GEOTECNICHE – CRITERI DI VERIFICA

Si riportano di seguito le seguenti verifiche geotecniche:

- Verifica allo stato limite a collasso per scorrimento della struttura sul piano di posa della soletta di fondazione;
- Verifica di stabilità globale nei confronti della reazione passiva del terreno retrostante il muro di spinta.

Si ricorda che le verifiche precedenti sono effettuate considerando per lo scorrimento del manufatto l'Approccio 2 ovvero la seguente combinazione:

- A1+M1+R3

con

$$A1 \Rightarrow \gamma_{G1} = 1.0 - \gamma_{G2} = 1.3 \quad M1 \Rightarrow \gamma_M = \gamma_{\psi} = \gamma_{\gamma} = 1.0$$

$$R3 \Rightarrow \gamma_R = 1.1 \text{ (scorrimento - cfr. Tabella 6.4.I delle N.T.C.)};$$

mentre per il terreno retrostante il muro di spinta si considera l'Approccio 1 – Combinazione 2 ovvero la seguente combinazione:

- A2+M2+R2

con

$$A2 \Rightarrow \gamma_G = 1.0 \quad M2 \Rightarrow \gamma_M = \gamma_{\psi} = \gamma_{\gamma} = 1.25 + \gamma_{\gamma} = 1.0;$$

$$R2 \Rightarrow \gamma_R = 1.1 \text{ (stabilità globale - cfr. Tabella 6.8.I delle N.T.C.)}.$$

8.1. Verifica allo scorrimento piano di posa fondazione

La verifica è effettuata considerando che il manufatto riceve la spinta a riposo del terreno retrostante il muro di spinta. In tale configurazione si assume inoltre, in favore di sicurezza, che l'unica azione stabilizzante sia rappresentata dal peso proprio strutturale; si trascura pertanto ogni genere di spinta passiva lato valle (reazione passiva del terreno a valle del dente di fondazione). La verifica pertanto porge:

- $H_{Rd} / H_{Sd} \cong 1.55 > \gamma_R = 1.1 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta;

dove

$$H_{Rd} = \gamma_{G1} \times R_{\text{attrito}} = \gamma_{G1} \times P_{\text{TOT}} \times (\text{tg}\phi_k / \gamma_{\phi}) \cong 618 \text{ kN};$$

con

$$\gamma_{G1} = 1.0$$

$$P_{\text{TOT}} = 835 \text{ kN}$$

$$\text{tg}\phi_k \cong 0.74$$

$$\gamma_{\phi} = 1.0;$$

$$H_{Sd} = \gamma_{G2} \times [B \times (1/2 \times \gamma_{\text{ter}} \times k_0 \times H^2)] \cong 400 \text{ kN};$$

con

$$\gamma_{G2} = 1.3$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{ter}} = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi_k) \cong 0.32 \text{ } (\phi_k = 43^\circ) \text{ } H = 4.9 \text{ m}.$$



8.2. Verifica di stabilità terreno retrostante muro di spinta

La verifica è effettuata considerando che il manufatto riceve la massima spinta dei martinetti ed il terreno retrostante il muro di spinta reagisca con la reazione del terreno in condizioni di spinta passiva (si trascura in assoluto favore di sicurezza la presenza del misto cementato a tergo muro). La verifica pertanto porge:

- $H_{Rd} / H_{Sd} \cong 1.15 > \gamma_R = 1.1 \Rightarrow$ Verifica soddisfatta;

dove

$$H_{Rd} = \gamma_G \times [B \times (1/2 \times \gamma_{ter} \times k_{pd} \times H^2)] \cong 6915 \text{ kN};$$

con

$$\gamma_G = 1.0$$

$$B = 4.0 \text{ m};$$

$$\gamma_{ter} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{pd} = k_{pd-Caquot Kerisel} \cong 7.2$$

$$B = 4.9 \text{ m};$$

$$H_{Sd} = \gamma_G \times (S_{mart})_{MAX} \cong 6000 \text{ kN};$$

con

$$\gamma_G = 1.0$$

$$(S_{mart})_{MAX} = 2 \times 3000 = 6000 \text{ kN}.$$



9. VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI DI VERIFICA

Si riportano di seguito, per le sezioni maggiormente significative, le verifiche di resistenza ovvero le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** e le verifiche dello stato tensionale allo **Stato Limite di Esercizio**.

Le verifiche di resistenza allo *SLU* delle sollecitazioni di presso-flessione o di flessione semplice sono effettuate determinando il valore del minimo momento resistente M_{Rd} , tra quelli ottenuti a sforzo assiale costante ed a eccentricità costante, e controllando che sia maggiore del massimo momento sollecitante M_{Ed} :

$$M_{Rd} \geq M_{Ed};$$

ovvero che il coefficiente di sicurezza definito come:

$$FS = M_{Rd}/M_{Ed} (\geq 1);$$

sia sempre maggiore o uguale all'unità.

Si evidenzia che il momento resistente è determinato tramite il programma di calcolo "*PresFle*" della *Concrete*.

Le verifiche di resistenza allo *SLU* della sollecitazione di taglio verticale sono effettuate determinando il valore del minimo taglio resistente V_{Rd} , tra quello delle bielle di acciaio ottenuto cautelativamente con $\text{ctg}\theta=1$ e delle bielle di calcestruzzo ottenuto cautelativamente con $\text{ctg}\theta=2.5$, e controllando che sia maggiore del massimo taglio sollecitante V_{Ed} :

$$V_{Rd} \geq V_{Ed};$$

ovvero che il coefficiente di sicurezza definito come:

$$FS = V_{Rd}/V_{Ed} (\geq 1);$$

sia sempre maggiore o uguale all'unità.

Le verifiche dello stato tensionale allo **SLE** consistono nel controllo dello stato tensionale limite. I calcoli sono eseguiti assumendo per le barre di armatura un coefficiente di omogeneizzazione $n=15$. Si segnala che per la verifica dello stato tensionale si effettua un calcolo nell'ipotesi di sezione con calcestruzzo non reagente a trazione.



9.1. Soletta di fondazione – Geometria ed armatura

Tale elemento è caratterizzato da una sezione rettangolare di dimensioni $B_1 \times H_1 = 400\text{cm} \times 60\text{cm}$ e $B_2 \times H_2 = 400\text{cm} \times 30\text{cm}$. L'armatura corrente in direzione trasversale è composta da

- Armatura superiore = Armatura inferiore $\Rightarrow 1\phi 24/15$;
- Armatura in spille $\Rightarrow 1\phi 12/60 \times 30$ c.ca.

9.1.1. Verifiche a flessione – Sezione $B_1 \times H_1$

Le verifiche sono effettuate per la sezione maggiormente sollecitata.

9.1.1.1 Verifica di resistenza SLU

Il massimo momento flettente (tese le fibre superiori) risulta pari a:

$M_{Sd} = 1.3 \times 816.75 \text{ kN} \times \text{m} \cong 1061.8 \text{ kN} \times \text{m}$ – momento flettente di verifica.

Nel caso in esame il momento resistente minimo (verifica a flessione semplice) è pari a:

$M_{Rd} \cong 1117 \text{ kN} \times \text{m} > M_{Sd,Y} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

9.1.1.2 Verifica dello stato tensionale SLE

Le sollecitazioni di verifica, prese dalla combinazione involuppo, sono:

$M_{Sd} \cong 817 \text{ kN} \times \text{m}$ – momento flettente.

Nel caso in esame il controllo dello stato tensionale restituisce:

$\sigma_{c\text{-comp}} \cong 14.0 \text{ MPa}$ – massima tensione di compressione nel calcestruzzo;

$\sigma_{s\text{-traz}} \cong 323 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nelle barre di acciaio.

Le verifiche sono pertanto soddisfatte considerando le seguenti tensioni limite:

$\sigma_{c\text{-comp}} < 0.6 \times f_{ck} \cong 14.94 \text{ MPa}$;

$\sigma_{s\text{-traz}} < 0.8 \times f_{yk} \cong 360 \text{ MPa}$.

**9.1.2. Verifiche a taglio**

La sollecitazione di taglio massima risulta pari a:

$V_{Sd} \cong 1.3 \times 297 \cong 386$ kN – massimo sforzo di taglio.

Il taglio resistente è calcolato in accordo al *DM2008* ovvero secondo la seguente espressione:

$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{0.3} / \gamma_c] \times b_w \times d \cong 644$ kN > V_{Sd} ;

con

$b_w = 4000$ mm;

$d \cong 260$ mm;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \cong 1.88$;

$\rho_l \cong 0.0116$;

$f_{ck} \cong 24.9$ MPa

$\gamma_c = 1.5$.



9.1.3. Verifiche a flessione – Sezione B2×H2

Le verifiche sono effettuate per la sezione maggiormente sollecitata.

9.1.3.1 Verifica di resistenza SLU

Il massimo momento flettente (tese le fibre superiori) risulta pari a:

$M_{Sd} = 1.3 \times 1748 \text{ kN} \times \text{m} \cong \mathbf{2272.4 \text{ kN} \times \text{m}}$ – momento flettente di verifica.

Nel caso in esame il momento resistente minimo (verifica a flessione semplice) è pari a:

$M_{Rd} \cong \mathbf{2729 \text{ kN} \times \text{m}} > M_{Sd,y} \Rightarrow$ Verifica soddisfatta

9.1.3.2 Verifica dello stato tensionale SLE

Le sollecitazioni di verifica, prese dalla combinazione involuppo, sono:

$M_{Sd} \cong 1748 \text{ kN} \times \text{m}$ – momento flettente.

Nel caso in esame il controllo dello stato tensionale restituisce:

$\sigma_{c\text{-comp}} \cong 8.0 \text{ MPa}$ – massima tensione di compressione nel calcestruzzo;

$\sigma_{s\text{-traz}} \cong 293 \text{ MPa}$ – massima tensione di trazione nelle barre di acciaio.

Le verifiche sono pertanto soddisfatte considerando le seguenti tensioni limite:

$\sigma_{c\text{-comp}} < 0.6 \times f_{ck} \cong 14.94 \text{ MPa}$;

$\sigma_{s\text{-traz}} < 0.8 \times f_{yk} \cong 360 \text{ MPa}$.

9.1.4. Verifiche a taglio

La sollecitazione di taglio massima risulta pari a:

$V_{Sd} \cong 1.3 \times 438 \cong \mathbf{657 \text{ kN}}$ – massimo sforzo di taglio.

Il taglio resistente è calcolato in accordo al *DM2008* ovvero secondo la seguente espressione:

$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{0.3} / \gamma_c] \times b_w \times d \cong \mathbf{938 \text{ kN}} > V_{Sd}$;

con

$b_w = 4000 \text{ mm}$;

$d \cong 560 \text{ mm}$;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \cong 1.6$;

$\rho_l \cong 0.0054$;

$f_{ck} \cong 24.9 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 1.5$.



9.2. Muro di spinta – Geometria ed armatura

Tale elemento è caratterizzato da una sezione rettangolare di dimensioni $B \times H = 400 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$. L'armatura corrente in direzione trasversale è composta da

- Armatura di parete lato terreno = Armatura di parete lato spinta $\Rightarrow 1\phi 20/15$;
- Armatura interna lato terreno = Armatura interna lato spinta $\Rightarrow 1\phi 20/45$;
- Armatura in spille $\Rightarrow 1\phi 24/30 \times 30$ c.ca;
- Armatura in ferri piegati a $45^\circ \Rightarrow 3\phi 24/30$ c.ca.

9.2.1. Verifiche a flessione – Sezione $B \times H$

Le verifiche sono effettuate per la sezione maggiormente sollecitata.

9.2.1.1 Verifica di resistenza SLU

Il massimo momento flettente (tese le fibre superiori) risulta pari a:

$$M_{Sd} = 1.3 \times 2265 \text{ kN} \times \text{m} \cong \mathbf{2945 \text{ kN} \times \text{m}}$$
 – momento flettente di verifica.

Nel caso in esame il momento resistente minimo (verifica a flessione semplice) è pari a:

$$M_{Rd} \cong \mathbf{4462 \text{ kN} \times \text{m}} > M_{Sd,y} \Rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

9.2.1.2 Verifica dello stato tensionale SLE

Le sollecitazioni di verifica, prese dalla combinazione involuppo, sono:

$$M_{Sd} \cong 2265 \text{ kN} \times \text{m}$$
 – momento flettente.

Nel caso in esame il controllo dello stato tensionale restituisce:

$$\sigma_{c\text{-comp}} \cong 5.3 \text{ MPa}$$
 – massima tensione di compressione nel calcestruzzo;

$$\sigma_{s\text{-traz}} \cong 305 \text{ MPa}$$
 – massima tensione di trazione nelle barre di acciaio.

Le verifiche sono pertanto soddisfatte considerando le seguenti tensioni limite:

$$\sigma_{c\text{-comp}} < 0.6 \times f_{ck} \cong 14.94 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s\text{-traz}} < 0.8 \times f_{yk} \cong 360 \text{ MPa}.$$

**9.2.2. Verifiche a taglio**

La sollecitazione di taglio massima risulta pari a:

$$V_{Sd} \cong 1.3 \times 2665 \cong \mathbf{3465 \text{ kN}}$$
 – massimo sforzo di taglio.

Il taglio resistente è calcolato in accordo al *DM2008* ovvero secondo le seguenti espressioni:

$$V_{Rd} = \min (V_{RSd-X} ; V_{RCd-X}) = \mathbf{3827 \text{ kN}} > V_{Sd};$$

con

$$V_{RSd} = 0.9 \times d \times [(A_{sw1}/s_1) \times (\text{ctg}\alpha_1 + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha_1 + (A_{sw2}/s_2) \times (\text{ctg}\alpha_2 + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha_2] \times f_{yd};$$

$$V_{RSd} \cong 3827 \text{ kN};$$

$$d \cong 95 \text{ cm};$$

$$A_{sw1} = (4.52/0.3) \cong 15.07 \text{ cm}^2$$

$$s_1 = 30 \text{ cm};$$

$$\text{ctg}\alpha_1 = 0 \quad (\alpha_1 = 90^\circ)$$

$$\text{sen}\alpha_1 = 1 \quad (\alpha_1 = 90^\circ);$$

$$A_{sw2} = (3 \times 4.52) = 13.56 \text{ cm}^2$$

$$s_2 = 30 \text{ cm};$$

$$\text{ctg}\alpha_2 = 1 \quad (\alpha_2 = 45^\circ)$$

$$\text{sen}\alpha_2 \cong 0.71 \quad (\alpha_2 = 45^\circ);$$

$$\text{ctg}\theta = 1$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}.$$

$$V_{RCd} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 8326 \text{ kN};$$

$$d \cong 95 \text{ cm}$$

$$b_w = 400 \text{ cm};$$

$$\alpha_c = 1.0$$

$$f'_{cd} = 0.5 \times f_{cd} \cong 7.06 \text{ MPa};$$

$$\text{ctg}\alpha = 0$$

$$\text{ctg}\theta = 2.5.$$