

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

CAVALCAFERROVIA

IV02 - Cavalcavia per soppressione PLA pk 188+610 - Viabilità NV12B

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3E 50 D 78 CL IV0200 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Abbasciano	Dicembre 2019	A. Iorio L. Fanelli	Dicembre 2019	F. Sparacino	Dicembre 2019	D. Tiberti Dicembre 2019

ITALFERR S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Generale
 UO Infrastrutture Sud
 Dott. Ing. Paolo Tiberti

INDICE

1	PREMESSA	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3	MATERIALI.....	8
3.1	VERIFICA S.L.E.	9
3.1.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	9
3.1.1	<i>Stato limite di fessurazione</i>	10
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO	11
4.2	TERRENO IN SITU	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	13
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	13
6	ANALISI E VERIFICHE SPALLA.....	18
6.1	GENERALITÀ	18
6.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	18
6.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
6.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	20
6.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA	20
6.6	ANALISI DEI CARICHI.....	21
6.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali (g₁)</i>	21

6.6.2	<i>Sovraccarico terrapieno</i>	21
6.6.3	<i>Spinta statica (g₃)</i>	21
6.6.4	<i>Sovraccarico terrapieno</i>	22
6.6.5	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	22
6.6.6	<i>Incremento di spinta del terrapieno</i>	23
6.6.7	<i>Inerzia terrapieno</i>	23
6.6.8	<i>Inerzie strutturali</i>	23
6.6.1	<i>Urto da traffico ferroviario</i>	23
6.6.2	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	23
6.7	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	26
6.8	RIEPILOGO RISULTATI.....	26
7	SOLLECITAZIONI	30
7.1	MURO PARAGHIAIA	30
7.2	MURO FRONTALE	31
7.3	PLINTO DI FONDAZIONE	32
7.4	PALI DI FONDAZIONE	33
7.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	34
7.6	PARAGHIAIA.....	37
7.6.1	<i>Muro frontale</i>	41
7.6.2	<i>Zattera di fondazione</i>	46
7.6.2.1	<i>Unghia anteriore platea fondazione</i>	46
7.6.3	<i>Palo di fondazione</i>	48



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
IV02 - Cavalcavia per soppressione PLA pk 188+610 - Vibilità NV12b

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	4 di 53

7.7 VERIFICHE GEOTECNICHE53

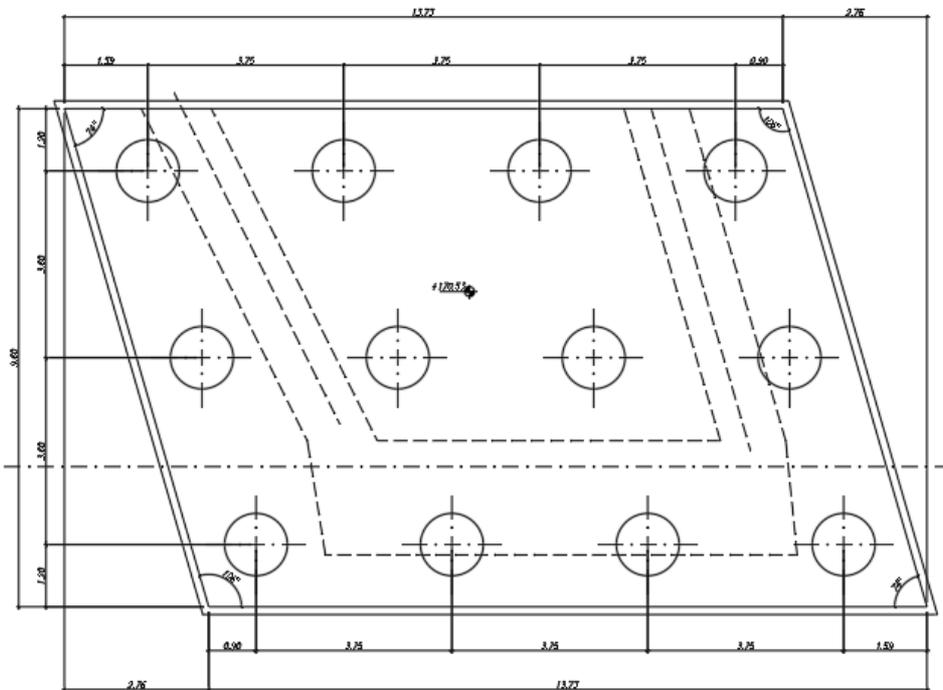
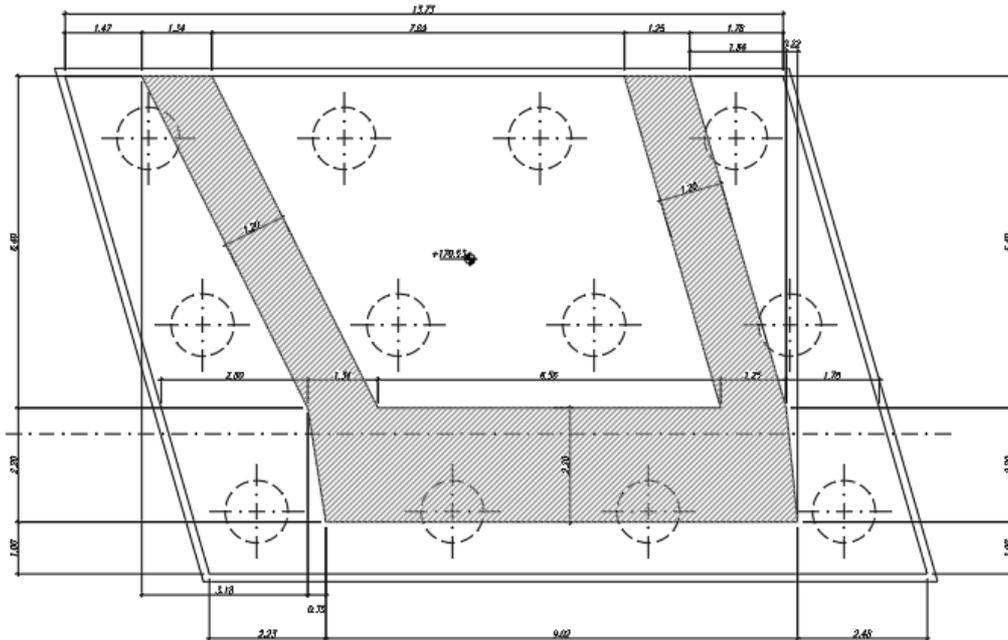


Fig. 2 – Spalla A - piante

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO IV02 - Cavalcavia per soppressione PLA pk 188+610 - Vibilità NV12b					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO IV 02 00 001	REV. A

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell’Ente FF.SS. La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

Normative e Documenti tecnici generali

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 14 gennaio 2008 – «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Circolare Applicativa n 617 del 2 Febbraio 2009 - «Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1
- Rif. [4] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Rif. [5] UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- Rif. [6] Decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 361 del 26 settembre 2017, Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
- Rif. [7] EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Rif. [8] EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- Rif. [9] Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [11] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [12] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [13] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [14] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [15] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [16] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)
- Rif. [17] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFIDTCSICSSPIFS005 B - rev 22/12/2017)



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

PROGETTO DEFINITIVO

IV02 - Cavalcavia per soppressione PLA pk 188+610 - Vibilità NV12b

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	8 di 53

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- TIPO CEMENTO CEM I÷V
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XO

➤ Calcestruzzo pali di fondazione, cordoli, opere provvisionali, calcestruzzo fondazioni

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 60 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 32 mm

➤ Calcestruzzo fondazioni armate

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2

- COPRIFERRO MINIMO = 40mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo elevazione pile (compresi pulvini, baggioli e ritegni), spalle

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III÷V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO = 40 mm (*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

IN BARRE E RETI ELETTROSALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

(*) : I VALORI DI COPRIFERRO RIPORTATI SI RIFERISCONO AD OPERE CON VITA NOMINALE DI 75 ANNI. PER COSTRUZIONI CON VITA NOMINALE DI 100 ANNI TALI VALORI DOVRANNO ESSERE AUMENTATI DI 5 mm.

3.1 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

3.1.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

Per il caso in esame risulta in particolare :

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{s\ max} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{338} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

3.1.1 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm} \quad w_2 = 0.3 \text{ mm} \quad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 617/09.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla relazione geotecnica generale per la trattazione completa dei parametri geotecnici.

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

4.2 Terreno in situ

Il cavalcaferrovia intercetta la linea ferroviaria in corrispondenza della pila 21 del VI16 pk 14+450 circa.

In corrispondenza dell'opera sono stati eseguiti i sondaggi elencati nella tabella seguente.

INDAGINI IN SITO									
Sondaggi / pozzetti	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. campioni indisturbati	n. campioni rimaneggiati	n. campioni litoidi	N. prove SPT	n. prove Lefranc / Lugeon	n. prove pressiometriche	Piezometro TA; CC
D18	30.0	170.40	3	6	-	4	2	-	TA[3÷10]
D19	30.0	171.4	3	12	-	7	1	1	CC [25]
S6	40.0	171.9	2	7	-	7	2	-	TA[1÷15]
TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]									
CC [m]: piezometro del tipo a cella di Casagrande [quota cella]									

Inoltre è disponibile l'indagine sismica MASW S6.

Le letture piezometriche nell'area hanno rilevato un livello massimo di falda a 5 m di profondità da p.c., a quota +166 m s.l.m. (D19), +165 m s.l.m. (D18), +166 m s.l.m. (S6).

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	12 di 53

La stratigrafia è la seguente:

STRATIGRAFIA	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.
bbc	0.0÷10.5
Bbc (**)	10.5÷11.0
TRV	11.0÷40.0
FALDA: da 166.5 m s.l.m.	
(**) Presenza di blocchi arenacei decimetrici	

PARAMETRI GEOTECNICI

	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	V_s [m/s]	G_o [MPa]	E_o [MPa]	$E'_{op,1}$ [MPa]	$E'_{op,2}$ [MPa]
bbc	19.5	100	0	25	100÷280	60÷80	150÷200	$E_o / 3$	$E_o / 10$
TRV	20.5	100÷150 (11<z<25m) 250÷350 (z>25m)	5	24	400÷1000(*)	300÷400	500÷1000	$E_o / 3$	$E_o / 10$

Dove:

γ = peso di volume naturale

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

c' = coesione drenata

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

V_s = velocità delle onde di taglio

G_o = modulo di deformazione a taglio iniziale, ovvero a piccole deformazioni

E_o = modulo di deformazione elastico iniziale, ovvero a piccole deformazioni

$E'_{op,1}$ = modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni dirette

$E'_{op,2}$ = modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati.

(*) da prove sismiche MASW.



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
IV02 - Cavalcavia per soppressione PLA pk 188+610 - Vibilità NV12b

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	13 di 53

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 Parametri di pericolosità sismica

➤ Azioni sismiche sulla Spalla

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (coefficiente sismico orizzontale) o k_v (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

➤ Sovraspinta sismica del terreno

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia valutata con la teoria di Wood ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero:

$$\Delta S_s = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad H/2.

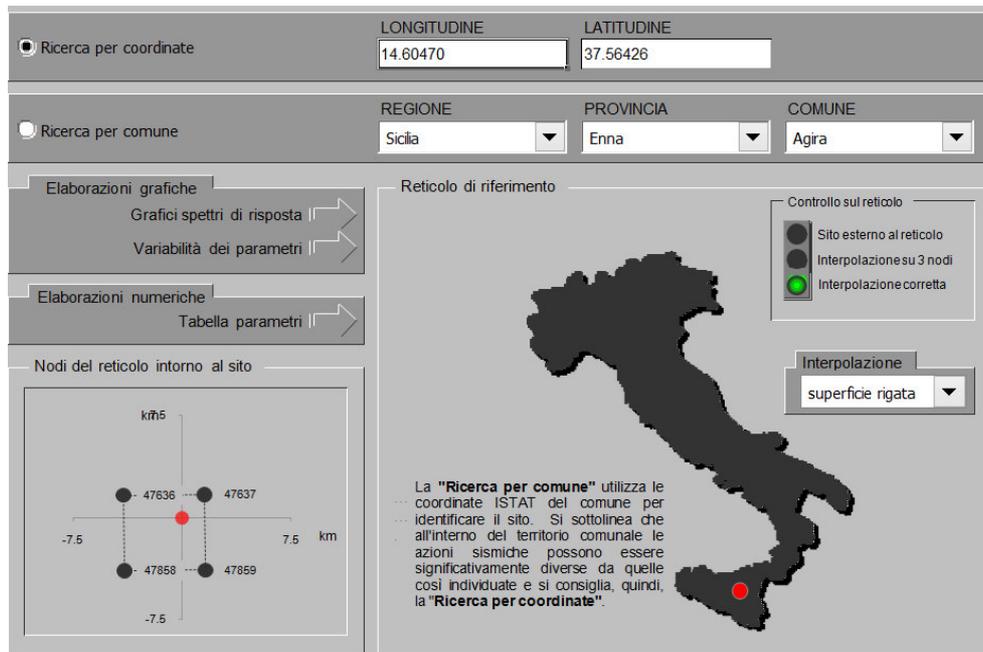
La spinta totale di progetto Ed esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2008.

$$E_d = S_{stat} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla

➤ Valori di progetto

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:



LONGITUDINE: 14.60470
 LATITUDINE: 37.56426

REGIONE: Sicilia
 PROVINCIA: Enna
 COMUNE: Agira

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

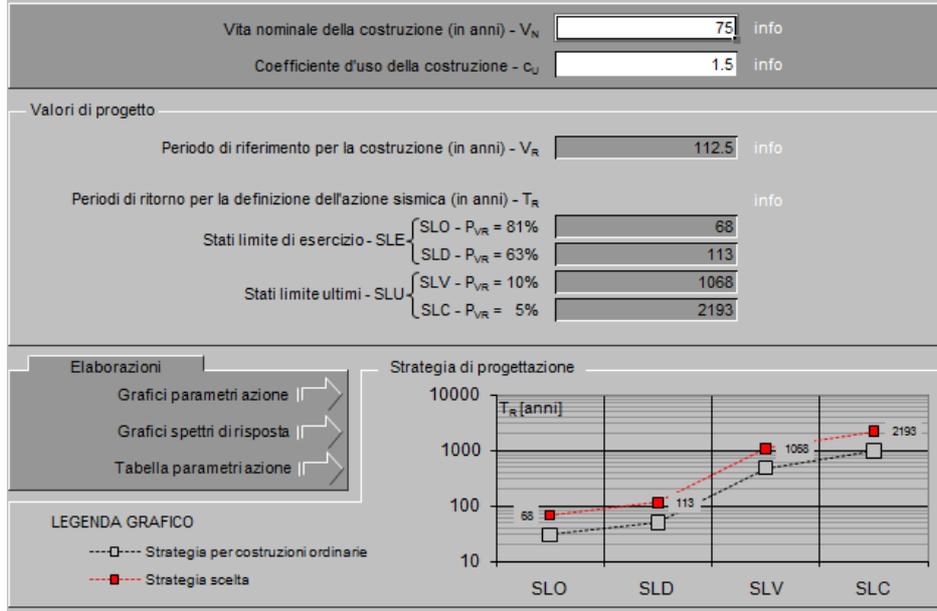
Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:
 ● Sito esterno al reticolo
 ● Interpolazione su 3 nodi
 ● Interpolazione corretta

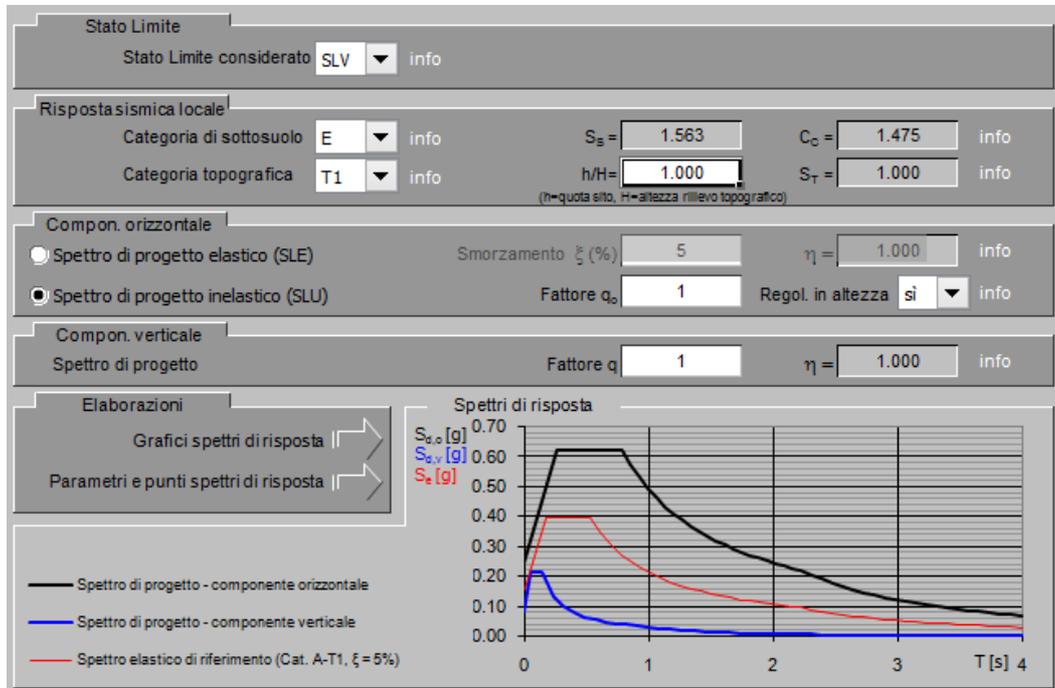
Interpolazione:
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.



- Categoria sottosuolo **E**



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.157 g
F_n	2.529
T_C	0.537 s
S_s	1.563
C_C	1.475
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.563
η	1.000
T_B	0.264 s
T_C	0.792 s
T_D	2.229 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5)
 $T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

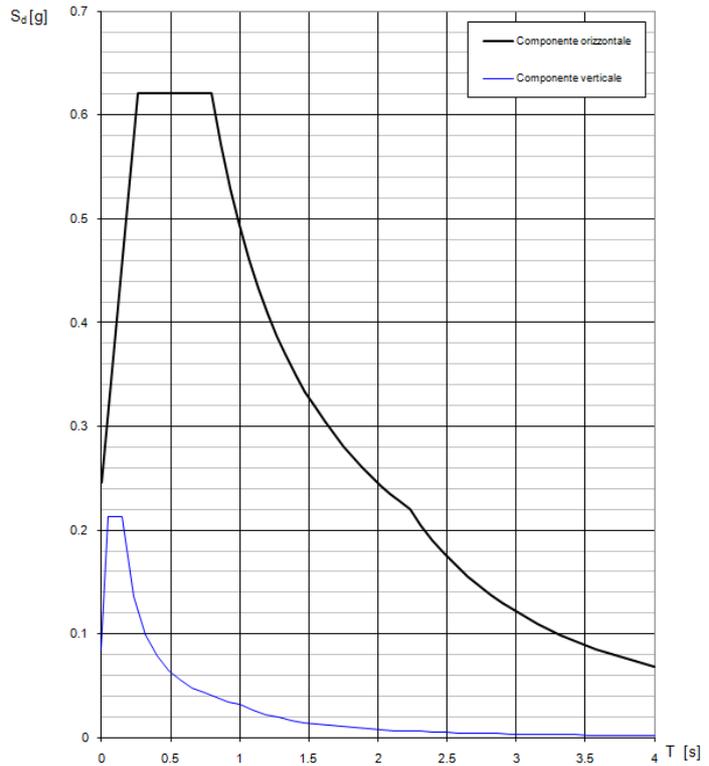
$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
 $T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T_C T_D}{T} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.246
0.264	0.621
0.792	0.621
0.860	0.572
0.928	0.530
0.997	0.493
1.065	0.461
1.134	0.434
1.202	0.409
1.271	0.387
1.339	0.367
1.407	0.349
1.476	0.333
1.544	0.318
1.613	0.305
1.681	0.292
1.750	0.281
1.818	0.270
1.886	0.261
1.955	0.251
2.023	0.243
2.092	0.235
2.160	0.228
2.229	0.221
2.313	0.205
2.397	0.191
2.482	0.178
2.566	0.166
2.650	0.156
2.735	0.146
2.819	0.138
2.903	0.130
2.988	0.123
3.072	0.116
3.156	0.110
3.241	0.104
3.325	0.099
3.410	0.094
3.494	0.090
3.578	0.086
3.663	0.082
3.747	0.078
3.831	0.075
3.916	0.071
4.000	0.068

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV





NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
IV02 - Cavalcavia per soppressione PLA pk 188+610 - Vibilità NV12b

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	18 di 53

6 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

6.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 220 cm e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 70/120 cm. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 8.00 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 40 cm ed altezza di circa 216cm dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 120cm collegate in testa da una platea di spessore 200cm.

Il calcolo è stato effettuato per la spalla A, con altezza di paramento maggiore estendendo i risultati anche all'altra.

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccato della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

6.2 Modelli a mensola per la verifica delle spalle

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro paraghiaia e muro frontale che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

6.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Descrizione		Peso proprio	Permanenti	Centrifuga	Ritiro	Var. termiche	C. mobili	Frenatura	Vento ponte carico	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z	attrito vincoli
AZIONI SLU GEO	C.C. GEO 1	1.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	1.30				0.86
	C.C. GEO 2	1.00	1.00	0.00	1.00	0.60	1.15	0.00	0.78				0.86
	C.C. GEO 3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.86	1.30	0.78				0.86
	C.C. GEO 4	1.00	1.00	1.30	1.00	0.60	0.86	0.00	0.78				0.86
AZIONI SLU STR	C.C. SLU 1	1.00	1.00	0.00	1.20	0.72	1.35	0.00	0.90				1.01
	C.C. SLU 2	1.35	1.35	0.00	1.20	0.72	1.35	0.00	0.90				1.01
	C.C. SLU 3	1.00	1.00	0.00	1.20	0.72	1.01	1.50	0.90				1.01
	C.C. SLU 4	1.35	1.35	0.00	1.20	0.72	1.01	1.50	0.90				1.01
	C.C. SLU 5	1.00	1.00	1.50	1.20	0.72	1.01	0.00	0.90				1.01
	C.C. SLU 6	1.35	1.35	1.50	1.20	0.72	1.01	0.00	0.90				1.01
	C.C. SLU 7	1.00	1.00	0.00	1.20	0.72	1.00	0.00	1.50				1.01
	C.C. SLU 8	1.35	1.35	0.00	1.20	0.72	1.00	0.00	1.50				1.01
	C.C. SLU 9	1.00	1.00	0.00	1.20	0.72	0.00	0.00	0.00				1.01
	C.C. SLU 10	1.35	1.35	0.00	1.20	0.72	0.00	0.00	0.00				1.01
S.L.E.	C.C. SLE Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.72	1.00	1.00	0.60				
	C.C. SLE Freq.	1.00	1.00	0.75	1.00	0.60	0.75	0.75	0.20				
	C.C. SLE Q.P.	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00				
SISMA	C.C. SLV 1	1.00	1.00				0.20			1.00	0.30	0.30	
	C.C. SLV 2	1.00	1.00				0.20			0.30	0.30	1.00	
	C.C. SLV 3	1.00	1.00				0.20			0.30	1.00	0.30	
	C.C. SLV 4	1.00	1.00				0.20			1.00	0.30	-0.30	
	C.C. SLV 5	1.00	1.00				0.20			0.30	0.30	-1.00	
	C.C. SLV 6	1.00	1.00				0.20			0.30	1.00	-0.30	

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- asse Z coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

6.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale

- Lunghezze = m
- Forze = kN

6.5 Geometria della spalla

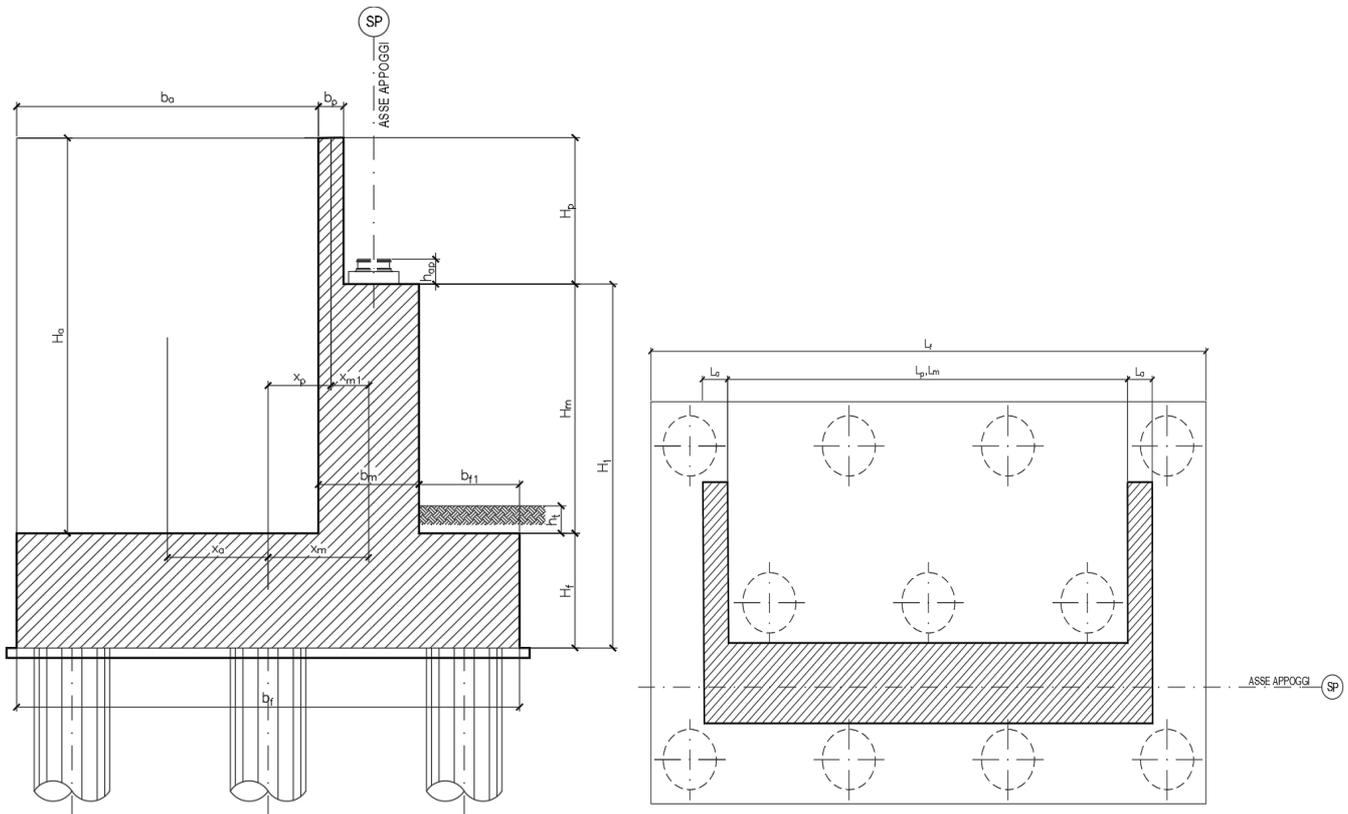


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipologica e pianta tipologica

6.6 Analisi dei carichi

6.6.1 Peso proprio elementi strutturali (g₁)

➤ *Peso proprio strutture*

I pesi degli elementi strutturali sono dedotti utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

6.6.2 Sovraccarico terrapieno

A tergo della spalla, applicato sulla zattera posteriore, viene considerato un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

6.6.3 Spinta statica (g₃)

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico γ , su una parete di altezza H, risulta:

$$S_o = 1/2 * \gamma * H^2 * K_o \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di K_o è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume $K_o = 1 - \text{sen } \phi$ (si rimanda alla tabella 2: dati di input).

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).

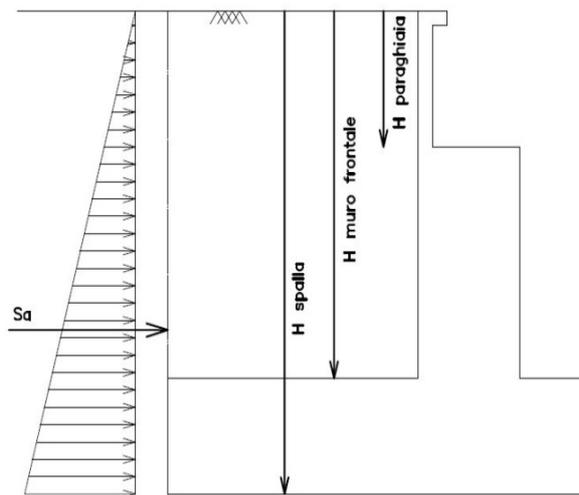


Fig. 3 Spinta statica terreno di rinterro

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

Parametri Geotecnici Terreno di riempimento		
γ [kN/m³]	φ' [°]	c' [kPa]
20	35	0

Tabella 2 – Caratteristiche terreno di riempimento

6.6.4 Sovraccarico terrapieno

Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 20 \text{ kN/ m}^2$$

$$S_q = 20 * 0.426 = 8.52 \text{ kN/ m}^2$$

6.6.5 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20.0 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

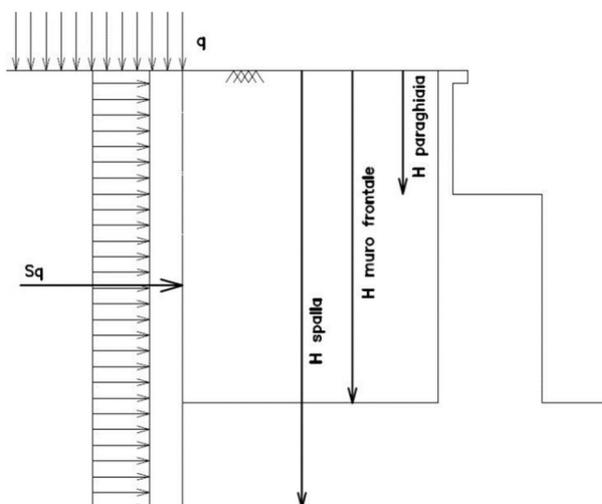


Fig. 4 : Spinta statica sovraccarico accidentale

6.6.6 Incremento di spinta del terrapieno

L'incremento dinamico della spinta del terrapieno è stata valutata in accordo alla formulazione data da Wood, generalmente impiegata per muri rigidamente vincolati in cui si associa tale incremento alla spinta litostatica valutata con coefficiente di spinta a riposo K_0 .

L'incremento di spinta è proporzionale all'altezza del fronte di spinta e del coefficiente sismico orizzontale, mentre non dipende dal tipo di terreno, questo perché è una teoria basata sulla propagazione dell'onda sismica in un mezzo elastico isotropo, quindi lontano dalle condizioni di rottura del terreno. Il valore di tale incremento è :

$$\Delta PE = \gamma_s * H_s^2 * k_h$$

Dove:

γ_s peso specifico del terreno adottata

k_h coefficiente sismico orizzontale (si rimanda alla tabella 2: dati di input)

H_s altezza complessiva del fronte di spinta

6.6.7 Inerzia terrapieno

Si valutano le inerzie legate alla massa del terrapieno confinato a tergo:

$$F_{i,T} = k_h \cdot W_{terr} \text{ (si rimanda alle tabelle seguenti "azioni sulla spalla")}$$

6.6.8 Inerzie strutturali

Si valutano le inerzie legate alla massa degli elementi strutturali con la seguente formula:

$$F_i = k_h \cdot W_{str}$$

6.6.1 Urto da traffico ferroviario

La spalla rispetto all'asse binario si trova ad una distanza compresa fra 5 e 15 m, per cui seguendo il § 3.6.3.4 relativo agli urti da traffico ferroviario, si è considerata una forza in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari pari a 2000 kN e in direzione perpendicolare pari a 750 kN.

Tale azione è stata considerata come azione eccezionale.

6.6.2 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

N, M_l, M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l, J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l, H_t

sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	20.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0.40	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	10.40	m
Paraghiaia			
Altezza	H_p	2.16	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.4	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	5.60	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		5.60	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	1.80	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	8.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.20	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	7.64	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	2.70	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-0.90	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.50	m
Plinto			
Altezza	H_f	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9.60	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	13.73	m
Mensola anteriore plinto	b_n	1.00	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.50	m
Distanza ricoprimento - baricentro plinto		2.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		3.20	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	10.10	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	1.20	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	6.40	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-1.60	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	Ko= 0.426
Sisma			
S_s		1.563	
a_g		0.157	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.245	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.123	

Tabella 3 – Dati di input

6.7 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato:

Appoggio		A			B			C					
Descrizione carico		FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	biz	Mx	My
		[kN]	[m]	[kNm]	[kNm]								
Peso proprio+permanenti	g_1+g_2	824			675			825			0.00	0	0
C. Mobili disposiz. A - Max	q_{1a}	638			495			353			0.00	599	0
Frenatura	q_3		143			143			143		1.76	0	755
Vento a ponte carico	q_5						156				2.55	0	0
Sisma longitudinale	q_6		214			214			214		1.55	0	997
Sisma trasversale	q_6						322				1.55	0	0
Sisma verticale	q_6	107			107			107			0.00	0	0
Attrito dei vincoli	q_7		44			35			35		0.00	0	0

6.8 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale N, forza orizzontale T e momento ribaltante M.
- Per i carichi sui pali in termini di N_{max} , N_{min} , T ed M.

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	121			0.00	0.00	1.08	0	0
Rinterro	g3		111		0.00	0.00	0.72	0	80
Frenatura sul paraghiaia		300	180		0.00	0.00	2.16	0	389
Sovr. acc. sul rilevato			103		0.00	0.00	1.08	0	111

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0	30	0	0.00	0.00	1.08	0	32
Rinterro	Inerzia		380				1.08	0	410
	Sovraspinta		230				1.08	0	248
Rinterro [totale]			610					0	659
Sovr. acc. sul rilevato			25		0.00	0.00	1.08	0	27
Totale generale			665					0	718

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0	0	30	0.00	0.00	1.08	32	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	15	0	0	0.00	0.00	1.08	0	0

SPICCATO MURO FRONTALE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	121	0	0	-0.90		9.08	0	-109
Muro frontale	g1	3362	0	0			4.00	0	0
Totale Permanenti		3483	0	0				0	-109
Rinterro	g3		4419	0			3.39	0	14967
Sovr. acc. sul rilevato			485	0			5.08	0	2465

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		30		-0.90	0.00	9.08	0	270
Muro frontale	q6		825		0.00	0.00	4.00	0	3300
Pesi propri [totale]			855						3569
Rinterro	Inerzia		2424				5.08	0	12313
	Sovraspinta		5086				5.08	0	25839
Rinterro [totale]			7510						38151
Sovr. acc. sul rilevato			119				5.08	0	605
Totale generale			8484						42325

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			30	-0.90	0.00	9.08	270	0
Muro frontale	q6			825	0.00	0.00	4.00	3300	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				855				3569	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	15			-0.90	0.00	9.08	0	-13
Muro frontale	q6	412			0.00	0.00	4.00	0	0
Totale generale		427						0	-13

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _z	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	121			1.80	0.00	11.08	0	218
Muro frontale	g1	3362			2.70	0.00	6.00	0	9076
Piinto	g1	6590			0.00	0.00	1.00	0	0
Muri andatori	g1	3878			-1.60	0.00	7.05	0	-6205
Totale Permanenti		13951						0	3089
Rinterro	g3	9877			-1.60	0.00	7.05	0	-15803
Ricop. Piinto	g3	1364			2.00	0.00	2.75	0	2728
Sovr. acc. sul rilevato		717			-1.60	0.00	12.16	0	-1147

* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

Rinterro	g3		6331		-1.60	0.00	4.05	0	25660
Sovr. acc. sul rilevato			581		0.00	0.00	6.08	0	3531

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _z	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		30		1.80	0.00	11.08	0	329
Muro frontale	q6		825		2.70	0.00	6.00	0	4949
Piinto	q6		1617		0.00	0.00	1.00	0	1617
Muri andatori	q6		952		-1.60	0.00	7.05	0	6710
Pesi propri (totale)			3424						13605
Rinterro	Inerzia		2424		-1.60	0.00	7.08	0	17160
	Sovraspinta		7286		-1.60	0.00	6.08	0	44299
Rinterro (totale)			9710						61459
Sovr. acc. sul rilevato			143		-1.60		6.08	0	866
Totale generale			13276						75931

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _z	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			30	1.80	0.00	11.08	329	0
Muro frontale	q6			825	2.70	0.00	6.00	4949	0
Piinto	q6			1617	0.00	0.00	1.00	1617	0
Muri andatori	q6			952	-1.60	0.00	7.05	6710	0
Pesi propri (totale)				3424				13605	0
Rinterro	Inerzia			2424	0.00		7.08	17160	0
	Sovraspinta			5568			7.05	39254	0
Rinterro (totale)				7992				56414	0
Sovr. acc. sul rilevato				143	-1.60		12.16	1733	0
Totale generale				11558				71752	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _z	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	15			1.80	0.00	11.08	0.00	27
Muro frontale	q6	412			2.70	0.00	6.00	0.00	1114
Piinto	q6	809			0.00	0.00	1.00	0.00	0
Muri andatori	q6	476			-1.60	0.00	7.05	0.00	-761
Rinterro	q6	1212			-1.60	0.00	7.05	0.00	-1939
Ricop. Piinto	q6	167			2.00	0.00	2.75	0.00	335
Totale generale		3091						0.00	-1225

7 SOLLECITAZIONI

7.1 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA				
		COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]
AZIONI SLU GEO	C.C. GEO 1	121	80	0	111	0
	C.C. GEO 2	121	208	0	230	0
	C.C. GEO 3	511	682	0	434	0
	C.C. GEO 4	121	176	0	200	0
AZIONI SLU STR	C.C. SLU 1	121	231	0	251	0
	C.C. SLU 2	163	259	0	290	0
	C.C. SLU 3	571	776	0	486	0
	C.C. SLU 4	613	804	0	525	0
	C.C. SLU 5	121	193	0	216	0
	C.C. SLU 6	163	221	0	255	0
	C.C. SLU 7	121	192	0	215	0
	C.C. SLU 8	163	220	0	254	0
	C.C. SLU 9	121	80	0	111	0
	C.C. SLU 10	163	108	0	150	0
AZIONI SLE	C.C. SLE Rara	421	580	0	395	0
	C.C. SLE Freq.	346	455	0	324	0
	C.C. SLE Q.P.	121	80	0	111	0
SISMA	C.C. SLV 1	304	740	10	685	9
	C.C. SLV 2	136	238	10	220	9
	C.C. SLV 3	125	238	32	220	30
	C.C. SLV 4	117	740	10	685	9
	C.C. SLV 5	106	238	10	220	9
	C.C. SLV 6	117	238	32	220	30

7.2 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell'ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno e del sovraccarico sul rilevato a tergo.

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE				
		COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Myy [kNm]	Mxx [kNm]	Tx,A [kN]
AZIONI SLU GEO	C.C. GEO 1	5807	16849	1703	4518	203
	C.C. GEO 2	7516	20538	2400	5076	122
	C.C. GEO 3	7089	25282	2056	5494	122
	C.C. GEO 4	7089	19615	2056	4937	122
AZIONI SLU STR	C.C. SLU 1	7813	21323	2797	5190	140
	C.C. SLU 2	9846	26931	2797	6737	140
	C.C. SLU 3	7312	26779	2393	5670	140
	C.C. SLU 4	9344	32386	2392	7217	140
	C.C. SLU 5	7312	20241	2393	5026	140
	C.C. SLU 6	9344	25848	2392	6573	140
	C.C. SLU 7	7293	20201	3164	5020	234
	C.C. SLU 8	9326	25808	3164	6567	234
	C.C. SLU 9	5807	16993	-1	4535	0
	C.C. SLU 10	7840	22600	-1	6082	0
AZIONI SLE	C.C. SLE Rara	7293	23587	1985	5334	94
	C.C. SLE Freq.	6922	21695	1161	5105	31
	C.C. SLE Q.P.	5807	16020	-1	4419	0
SISMA	C.C. SLV 1	6329	68630	1310	9224	353
	C.C. SLV 2	6853	34625	1310	2835	353
	C.C. SLV 3	6329	34522	3808	2835	1176
	C.C. SLV 4	5880	68542	1310	9224	353
	C.C. SLV 5	5355	34330	1310	2835	353
	C.C. SLV 6	5880	34433	3808	2835	1176

7.3 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

		CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE					
		COMB. DI CARICO	Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
AZIONI SLU GEO	C.C. GEO 1		27517	6429	203	2109	24137
	C.C. GEO 2		30050	7097	122	2644	32347
	C.C. GEO 3		29417	7488	122	2299	37076
	C.C. GEO 4		29417	6930	122	2299	30295
AZIONI SLU STR	C.C. SLU 1		30491	7230	140	3078	33953
	C.C. SLU 2		40121	9446	140	3078	42042
	C.C. SLU 3		29747	7678	140	2673	39369
	C.C. SLU 4		39378	9894	140	2673	47458
	C.C. SLU 5		29747	7034	140	2673	31544
	C.C. SLU 6		39378	9250	140	2673	39633
	C.C. SLU 7		29720	7027	234	3632	31455
	C.C. SLU 8		39350	9243	234	3632	39544
	C.C. SLU 9		27517	6446	0	-1	24315
	C.C. SLU 10		37148	8662	0	-1	32405
AZIONI SLE	C.C. SLE Rara		29720	7340	94	2172	35467
	C.C. SLE Freq.		29169	7088	31	1223	32378
	C.C. SLE Q.P.		27517	6331	0	-1	23112
SISMA	C.C. SLV 1		28981	14035	3564	22768	82439
	C.C. SLV 2		31370	4292	3564	22768	23769
	C.C. SLV 3		28981	4292	11879	75337	23906
	C.C. SLV 4		26934	14035	3564	22768	82557
	C.C. SLV 5		24545	4292	3564	22768	24161
	C.C. SLV 6		26934	4292	11879	75337	24024

7.4 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
C.C. SLU 1	30491	7230	140	3078	33953	3813	1268	603
C.C. SLU 2	40121	9446	140	3078	42042	4897	1790	787
C.C. SLU 3	29747	7678	140	2673	39369	3927	1031	640
C.C. SLU 4	39378	9894	140	2673	47458	5011	1552	825
C.C. SLU 5	29747	7034	140	2673	31544	3655	1302	586
C.C. SLU 6	39378	9250	140	2673	39633	4739	1824	771
C.C. SLU 7	29720	7027	234	3632	31455	3679	1274	586
C.C. SLU 8	39350	9243	234	3632	39544	4763	1796	770
C.C. SLU 9	27517	6446	0	-1	24315	3137	1449	537
C.C. SLU 10	37148	8662	0	-1	32405	4221	1970	722
						5011	1031	825

Tabella 4 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
C.C. SLV 1	28981	14035	3564	22768	82439	5969	-1139	1207
C.C. SLV 2	31370	4292	3564	22768	23769	4131	1097	465
C.C. SLV 3	28981	4292	11879	75337	23906	5534	-704	1053
C.C. SLV 4	26934	14035	3564	22768	82557	5803	-1314	1207
C.C. SLV 5	24545	4292	3564	22768	24161	3576	515	465
C.C. SLV 6	26934	4292	11879	75337	24024	5367	-878	1053
						5969	-1314	1207

Tabella 5 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
C.C. SLE Rara	29720	7340	94	2172	35467	3774	1179	612
C.C. SLE Frequente	29169	7088	31	1223	32378	3592	1269	591
C.C. SLE Quasi permanenti	27517	6331	0	-1	23112	3096	1491	528

Tabella 6 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

7.5 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU).
- verifiche tensionali per le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	C.C. GEO 3	511	434	0	0	682
	Tx,A _{max}	C.C. GEO 3	511	434	0	0	682
	Ty,A _{max}	C.C. GEO 1	121	111	0	0	80
	Mxx _{max}	C.C. GEO 1	121	111	0	0	80
	Myy _{max}	C.C. GEO 3	511	111	0	0	682
SLU STR	Nz,A _{max}	C.C. SLU 4	613	525	0	0	804
	Tx,A _{max}	C.C. SLU 4	613	525	0	0	804
	Ty,A _{max}	C.C. SLU 1	121	251	0	0	231
	Mxx _{max}	C.C. SLU 1	121	251	0	0	231
	Myy _{max}	C.C. SLU 4	613	251	0	0	804
SLE		C.C. SLE Rara	421	395	0	0	580
		C.C. SLE Freq.	346	324	0	0	455
		C.C. SLE Q.P.	121	111	0	0	80
SISMA	Nz,A _{max}	C.C. SLV 1	304	685	9	10	740
	Tx,A _{max}	C.C. SLV 1	304	685	9	10	740
	Ty,A _{max}	C.C. SLV 3	125	220	30	32	238
	Mxx _{max}	C.C. SLV 3	125	220	9	32	238
	Myy _{max}	C.C. SLV 1	304	220	9	10	740

Per l'incidenza dell'opera oggetto della presente relazione di calcolo fare riferimento all'elaborato dal titolo: Tabella Incidenza Armature opere civili.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	C.C. GEO 2	7516	5076	122	2400	20538
	Tx,A _{max}	C.C. GEO 3	7089	5494	122	2056	25282
	Ty,A _{max}	C.C. GEO 1	5807	4518	203	1703	16849
	Mxx _{max}	C.C. GEO 2	7516	5076	122	2400	20538
	Myy _{max}	C.C. GEO 3	7089	5076	122	2056	25282
SLU STR	Nz,A _{max}	C.C. SLU 2	9846	6737	140	2797	26931
	Tx,A _{max}	C.C. SLU 4	9344	7217	140	2392	32386
	Ty,A _{max}	C.C. SLU 7	7293	5020	234	3164	20201
	Mxx _{max}	C.C. SLU 7	7293	5020	140	3164	20201
	Myy _{max}	C.C. SLU 4	9344	5020	140	2392	32386
SLE		C.C. SLE Rara	7293	5334	94	1985	23587
		C.C. SLE Freq.	6922	5105	31	1161	21695
		C.C. SLE Q.P.	5807	4419	0	-1	16020
SISMA	Nz,A _{max}	C.C. SLV 2	6853	2835	353	1310	34625
	Tx,A _{max}	C.C. SLV 1	6329	9224	353	1310	68630
	Ty,A _{max}	C.C. SLV 3	6329	2835	1176	3808	34522
	Mxx _{max}	C.C. SLV 3	6329	2835	353	3808	34522
	Myy _{max}	C.C. SLV 1	6329	2835	353	1310	68630

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	C.C. GEO 2	30050	7097	122	2644	32347
	Tx,A _{max}	C.C. GEO 3	29417	7488	122	2299	37076
	Ty,A _{max}	C.C. GEO 1	27517	6429	203	2109	24137
	Mxx _{max}	C.C. GEO 2	30050	7097	122	2644	32347
	Myy _{max}	C.C. GEO 3	29417	7097	122	2299	37076
SLU STR	Nz,A _{max}	C.C. SLU 2	40121	9446	140	3078	42042
	Tx,A _{max}	C.C. SLU 4	39378	9894	140	2673	47458
	Ty,A _{max}	C.C. SLU 7	29720	7027	234	3632	31455
	Mxx _{max}	C.C. SLU 7	29720	7027	140	3632	31455
	Myy _{max}	C.C. SLU 4	39378	7027	140	2673	47458
SLE	Nz,A _{max}	C.C. SLE Rara	29720	2172	35467	94	7340
		C.C. SLE Freq.	29169	1223	32378	31	7088
		C.C. SLE Q.P.	27517	-1	23112	0	6331
SISMA	Nz,A _{max}	C.C. SLV 2	31370	4292	3564	22768	23769
	Tx,A _{max}	C.C. SLV 1	28981	14035	3564	22768	82439
	Ty,A _{max}	C.C. SLV 3	28981	4292	11879	75337	23906
	Mxx _{max}	C.C. SLV 3	28981	4292	3564	75337	23906
	Myy _{max}	C.C. SLV 4	26934	4292	3564	22768	82557

7.6 Paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 40x900 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 14/10$ (lato controterra)

$A'_s = \phi 14/20$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 12/20$

$A'_s = \phi 12/20$

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\phi 8/m^2$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1^*\beta 2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1^*\beta 2$:		0.50	

Sf limite S.L.E. Comb. Rare:

337.50 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	0.0
2	-20.0	900.0
3	20.0	900.0
4	20.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-11.8	8.2	14
2	-11.8	891.0	14
3	11.8	891.0	14
4	11.8	8.2	14

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	88	14
2	3	4	44	14

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	613.00	0.00	804.00	0.00	525.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	39 di 53

1 421.00 0.00 580.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	346.00	0.00 (0.00)	455.00 (866.52)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	121.00	0.00 (0.00)	80.00 (913.37)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	613.00	0.00	804.00	612.72	-1.98	1816.17	2.25	209.4(64.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
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.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	40 di 53

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.184	20.0	0.0	-0.00140	11.8	8.2	-0.01551	-11.8	891.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000596974	-0.000000033	-0.008439471	0.184	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]
bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	525.00	1856.42	31.8	900.0	0.0073	0.17

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.45	20.0	0.0	-131.9	-11.8	891.0	8990	138.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1 Esito della verifica
e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	41 di 53

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00092	0	0.500	14.0	75	0.00040 (0.00040)	409	0.162 (0.20)	0.00	864.48

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.49	20.0	0.0	-102.9	-11.8	891.0	8841	138.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00071	0	0.500	14.0	75	0.00031 (0.00031)	407	0.126 (0.20)	0.00	866.52

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.61	20.0	0.0	-15.9	-11.8	891.0	8540	138.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00011	0	0.500	14.0	75	0.00005 (0.00005)	402	0.019 (0.20)	0.00	913.37

7.6.1 Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 220x900 cm

Armatura verticale

$$A_s = \phi 24/10 + \phi 24/10 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 24/10 \text{ (lato esterno)}$$

Armatura orizzontale

$$A_s = \phi 20/20 + \phi 20/20 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 20/20 \text{ (lato esterno)}$$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-110.0	0.0
2	-110.0	900.0
3	110.0	900.0
4	110.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-101.8	8.2	24
2	-101.8	891.0	24
3	101.8	891.0	24
4	101.8	8.2	24
5	-96.0	8.2	24
6	-96.0	891.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	43 di 53

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	88	24
2	3	4	88	24
3	5	6	88	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	9344.00	2392.00	32386.00	140.00	7217.00
2	6329.00	1310.00	68630.00	353.00	9224.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	7293.00	1985.00	23587.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	6922.00	1161.00 (1704.32)	21695.00 (31847.68)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	5807.00	-1.00 (-2.06)	16020.00 (33043.07)

RISULTATI DEL CALCOLO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	44 di 53

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	9344.00	2392.00	32386.00	9344.01	5751.44	73518.76	2.26	814.3(354.6)
2	S	6329.00	1310.00	68630.00	6329.04	1067.28	70656.74	1.03	814.3(354.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
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.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.097	110.0	900.0	0.00212	101.8	891.0	-0.03261	-101.8	8.2
2	0.00350	0.081	110.0	900.0	0.00184	101.8	891.0	-0.03948	-101.8	8.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000168254	0.000000529	-0.015483611	0.097	0.700
2	0.000202621	0.000000071	-0.018851977	0.081	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	45 di 53

Ctg E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Acw Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Ast Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 A.Eff Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	7217.40	56966.80	48807.75	211.8	899.6	2.500	1.025	38.7	261.8(0.0)
2	S	9224.12	56558.76	48818.79	211.8	900.1	2.500	1.017	49.5	261.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.38	110.0	900.0	-118.2	-101.8	8.2	27316	814.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00063	0	0.500	24.0	70	0.00035 (0.00035)	375	0.133 (0.20)	2642.93	31404.98

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.98	110.0	900.0	-106.8	-101.8	8.2	26983	814.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00057	0	0.500	24.0	70	0.00032 (0.00032)	373	0.120 (0.20)	1704.32	31847.68

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.90	110.0	0.0	-74.5	-101.8	891.0	25200	814.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00040	0	0.500	24.0	70	0.00022 (0.00022)	364	0.081 (0.20)	-2.06	33043.07

La struttura risulta verifica con un coefficiente di sicurezza pari ad 1,03.

7.6.2 Zattera di fondazione

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 5011 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 5969 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 1207 \text{ kN (CC. SLV)}$$

7.6.2.1 Unghia anteriore platea fondazione

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 d_p (con d_p altezza utile della sezione del plinto).

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.

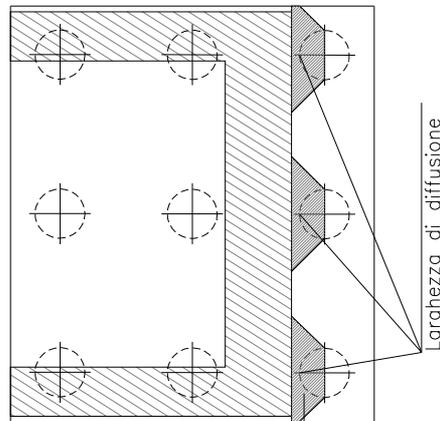
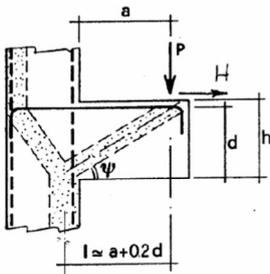


Figura 2 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni proposte a riguardo al C4.1.2.1.5 dalla Circolare Ministeriale n° 617 del 02-02-09

Considerata la posizione del palo di fondazione, a favore di sicurezza si considera per le verifiche seguenti la distanza dall'asse del muro frontale

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



P,H : Carichi Esterni di Progetto (P_{Ed}, H_{Ed})

P_R : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = ctg\psi \approx l / (0,9d).$$

P_{Rc} : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1 $P_R \geq P_{Ed}$
- 2 $P_{Rc} \geq P_{Rc}$

Dati di progetto

b(m)=	2.70	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	5961.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	-1207.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.90	m	distanza P da incastro
h(m) =	2.00	m	spessore mensola
δ(m) =	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m) =	1.90	m	altezza utile
l(m) =	1.28	m	a+0,2d
λ =	0.75		λ=ctgψ≥l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura) ▼

c(m) = 1.00

Caratteristiche Materiali

f _{cd} =	14.1	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	338.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
n° R1 =	1	φ1(mm) =	24.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A _{φ i} (mm ²) =	452.39	nb tot 1 =	27.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	12214.50	A _{φ CAL} (mm ²) =	12214.50

Verifiche di resistenza

Ψ =	0.928	rad	=	53.18	°
P _{RS} =	7127.9	KN		PR _s > P _{Ed} - Verifica Soddisfatta	
P _{RC} =	18543.2	KN		PR _c > P _{Rs} - Verifica Soddisfatta	

7.6.3 Palo di fondazione

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T * \alpha$$

α = 2.1572 (vedi relazione geotecnica)

Le verifiche del palo vengono condotte nei riguardi delle condizioni di massimo momento flettente, con sforzo normale minimo e massimo associato, e di minimo sforzo normale, con momento flettente associato.

$$N_{\max} = 5969 \text{ kN} \quad T = 1207 \text{ kN} \quad M = 1207 \cdot 2.1572 = 2604 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -1314 \text{ kN} \quad T_{\max} = 1207 \text{ kN} \quad M = 2604 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLE, rara}} = 3774 \text{ kN} \quad T = 612 \text{ kN} \quad M = 612 \cdot 2.1572 = 1320 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLE, freq}} = 3592 \text{ kN} \quad T = 591 \text{ kN} \quad M = 591 \cdot 2.1572 = 1275 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLE, Q.P.}} = 3096 \text{ kN} \quad T = 528 \text{ kN} \quad M = 528 \cdot 2.1572 = 1139 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 120 \text{ cm}$

$$A_s = 36\phi 26 \quad \text{staffe } \phi 14/15$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 30.00\text{m}$ (per le tabelle di portanza vedi la relazione geotecnica allegata al progetto)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 \cdot \beta 2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 \cdot \beta 2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		337.50	MPa

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	50 di 53

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.0	36	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	5969.00	2604.00	0.00	1207.00	0.00
2	-1314.00	2604.00	0.00	1207.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3774.00	1320.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3592.00	1275.00 (1100.11)	0.00 (0.00)

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	51 di 53

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3096.00	1139.00 (1068.03)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5969.00	2604.00	0.00	5969.05	4117.24	0.00	1.58	191.1(33.9)
2	S	-1314.00	2604.00	0.00	-1313.91	2749.23	0.00	1.06	191.1(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00297	0.0	51.0	-0.00303	0.0	-51.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00236	0.0	51.0	-0.01054	0.0	-51.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	52 di 53

1	0.000000000	0.000058851	-0.000031090	---	---
2	0.000000000	0.000126491	-0.004089436	---	---

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezi. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1207.00	2439.94	1224.82	92.8 73.5	108.8	2.500	1.250	16.8	17.0(0.0)
2	S	1207.00	2156.34	1474.92	97.5 88.5	99.8	2.500	1.000	13.9	17.0(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.13	0.0	0.0	-55.8	0.0	-51.0	696	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 02 00 001	A	53 di 53

1 S -0.00036 0 0.500 26.0 77 0.00017 (0.00017) 378 0.063 (0.20) 1114.24 0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Sf min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1 S 8.81 0.0 0.0 -55.4 0.0 -51.0 732 26.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00035	0	0.500	26.0	77	0.00017 (0.00017)	384	0.064 (0.20)	1100.11	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Sf min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1 S 7.85 0.0 0.0 -52.8 0.0 -51.0 767 26.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00033	0	0.500	26.0	77	0.00016 (0.00016)	390	0.062 (0.20)	1068.03	0.00

7.7 verifiche geotecniche

Per le verifiche geotecniche si rimanda alla relazione geotecnica generale.