

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

PONTI STRADALI

IV05 – Ponte viabilità NV14

Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 78 CL IV0500 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. Sgarbino	Dicembre 2019	D. Tiberti	Dicembre 2019

File: RS3E50D78CLIV0500001A.doc

n. Elab.: 973

ITALFERR S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Generale
 UO Infrastrutture Sud
 Dott. Ing. Danilo Tiberti
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10476

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	VERIFICA S.L.E.	8
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	8
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	9
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	Peso proprio elementi strutturali (g_1)	21
6.6.2	Sovraccarico terrapieno.....	21
6.6.3	Spinta statica (g_3)	21
6.6.4	Sovraccarico terrapieno.....	22
6.6.5	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche.....	22
6.6.6	Incremento di spinta del terrapieno	23
6.6.7	Inerzia terrapieno.....	24
6.6.8	Inerzie strutturali.....	24
6.6.9	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali	24
6.7	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	26
6.8	RIEPILOGO RISULTATI.....	27
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	Muro frontale	41
7.6.2	Zattera di fondazione	46
7.6.2.1	Unghia anteriore platea fondazione	46
7.6.3	Palo di fondazione.....	48

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo relativo alla tratta a semplice binario Dittaino – Catenanuova del Nuovo Collegamento Palermo – Catania. L'intera tratta Dittaino – Catenanuova ha uno sviluppo complessivo di circa 22,8 km.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "Ponti Stradali".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

In particolare la presente relazione di calcolo fa riferimento al dimensionamento e verifica della spalla A del "Ponte viabilità NV14".

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) della spalla A del "Ponte viabilità stradale IV05 che presenta l'altezza del paramento maggiore e l'ipotesi di appoggi "fissi" dell'impalcato.

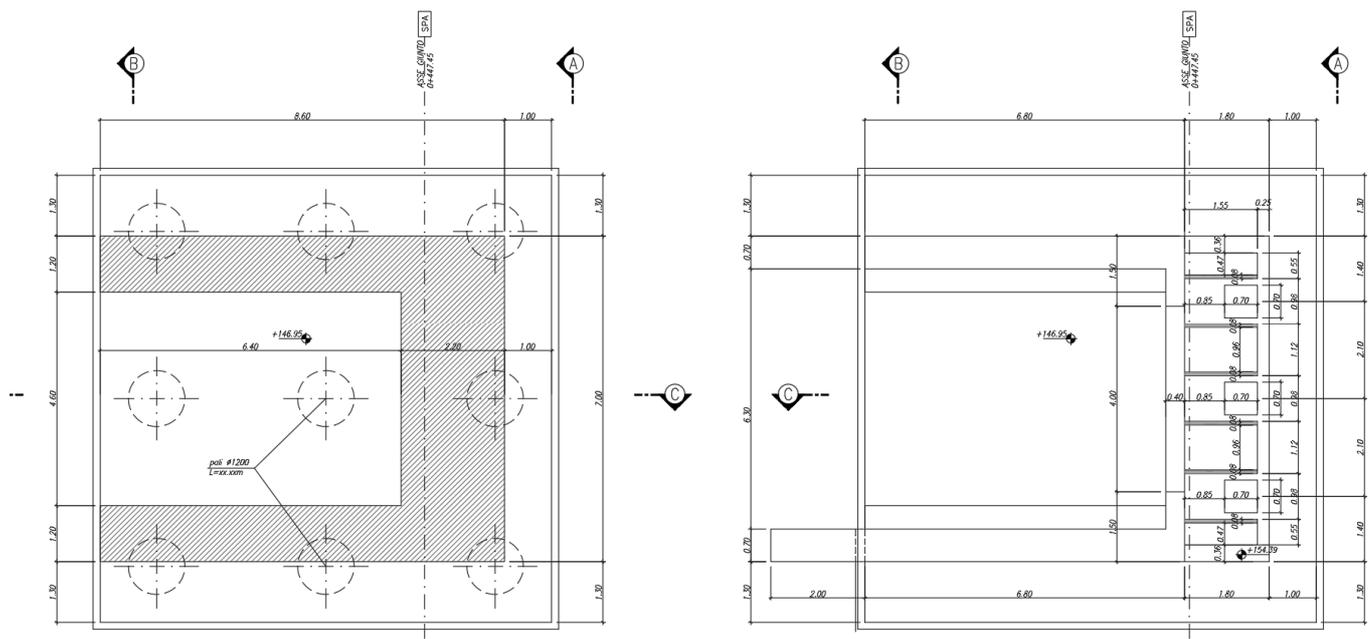


Fig. 1 – Spalla A - piante

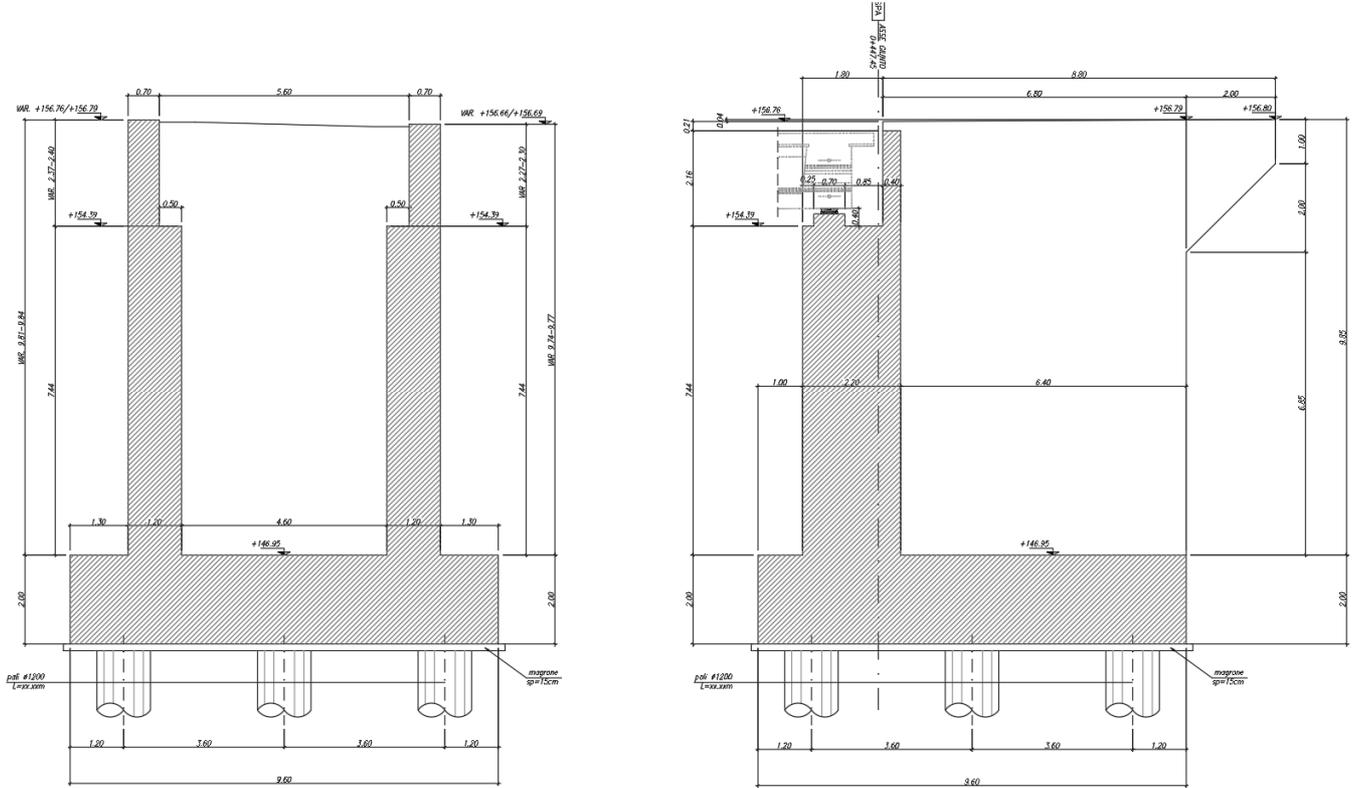


Fig. 2 – Spalla A - sezioni

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti Referenziati

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

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)

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 : X0

➤ 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 Verifiche alle 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" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario", 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 per l'elevazione:

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\max \text{ QP}} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{12.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\max \text{ R}} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{16.89} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

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

3.1.2 Verifiche a 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:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

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 par. 4.1.2.2.4.2 del 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) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
IV05 - Vibilità NV14

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	10 di 53

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla relazione geotecnica allegata al progetto per la trattazione completa dei parametri geologico e 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

Per l'opera IV05, la stratigrafia è definita con riferimento al sondaggio 5_S17vi; i restanti sondaggi sono impiegati per la caratterizzazione dell'unità geotecnica comune:

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
D26	40.0	155.0	3	6	-	5	2	-	TA[3÷8]
S4	40.0	154.0	1	8	-	10	2	-	TA[1÷15]
5 S17vi	40.0	153.9	2	2	-	7	2	-	TA[3÷21]
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-VI09 del 2018 e la S4-MASW (in adiacenza al sondaggio S4). Da cui categoria di sottosuolo sismica C/E.

Nei piezometri installati il livello massimo di falda varia tra +142 m (5_S17vi), +148 m (S4) e +152 m s.l.m. (D26).

La stratigrafia è definita da un p.c. a quota +154 m s.l.m. (con riferimento al sondaggio 5_S17vi).

STRATIGRAFIA	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.
bbc	0.0÷10.0
bbi	10.0÷21.0
AAC	21.0÷40.0
FALDA: a +142 m s.l.m.	

Nella seguente tabella si sintetizzano i parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

PARAMETRI GEOTECNICI

	γ [kN/m ³]	cu [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	Vs [m/s]	Go [MPa]	Eo [MPa]	E' _{op,1} [MPa]	E' _{op,2} [MPa]
bbc	19.5	100	0	25	-	50÷80	130÷200	Eo / 3	Eo / 10
bbi	19.5	-	0	38	-	135÷300	350-800	Eo / 3	Eo / 10
AAC	20.5	230 per i primi 3m 250÷350 per profondità >	5	24	300÷1000 (*)	170÷400	450÷1000	Eo / 3	Eo / 10

Dove:

γ = peso di volume naturale

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

c' = coesione drenata

φ' = angolo di resistenza al taglio

Vs = velocità delle onde di taglio

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

Eo = 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 S4-MASW e MASW-VI09.

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 (VN), 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 (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $VN = 75$ 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 valutate 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.

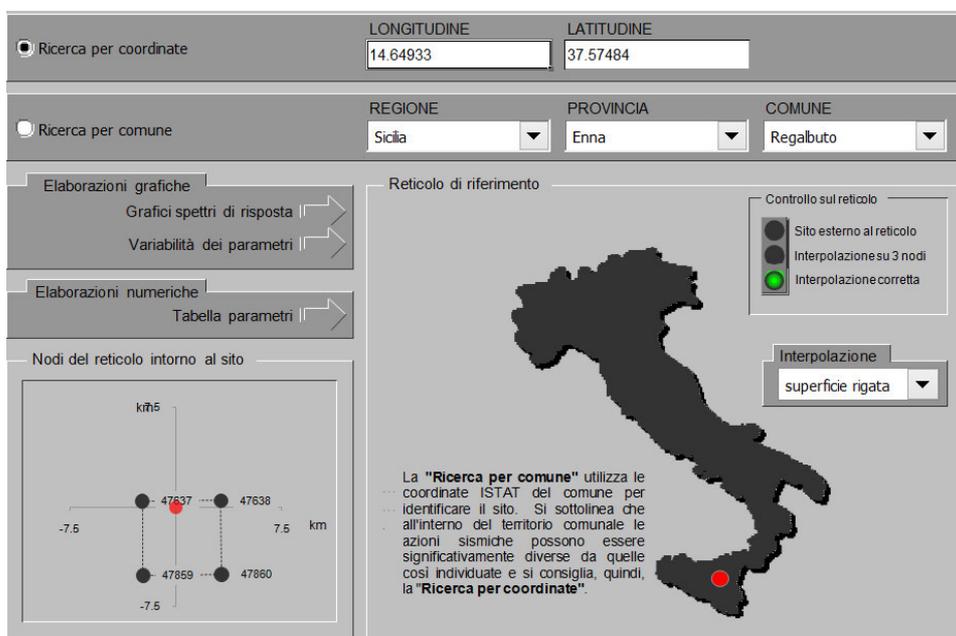
La spinta totale di progetto Ed esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle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

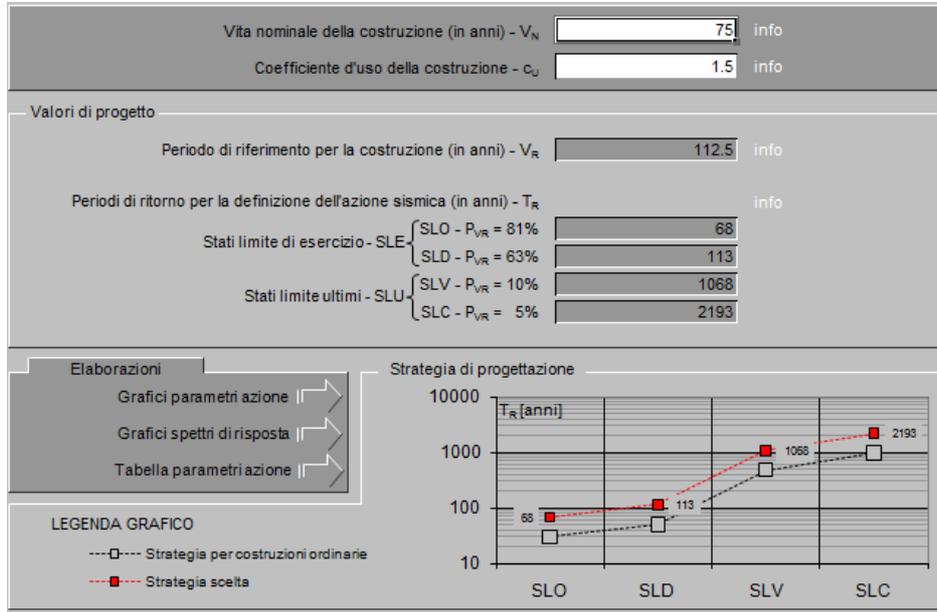
➤ Valori di progetto

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

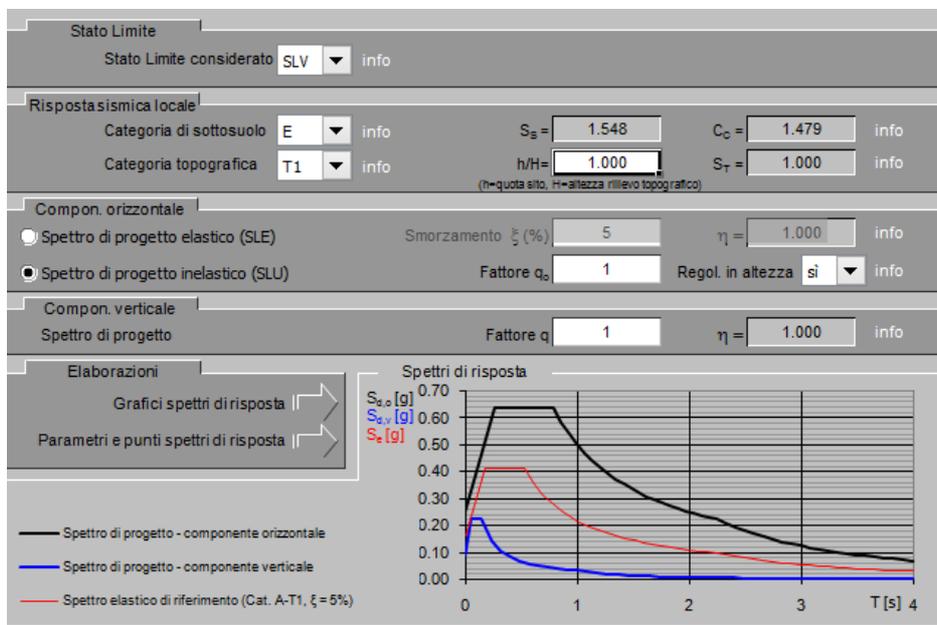


The screenshot shows a software interface for defining seismic hazard. It has two search methods: 'Ricerca per coordinate' (selected) with fields for longitude (14.64933) and latitude (37.57484), and 'Ricerca per comune' with dropdowns for Region (Sicilia), Province (Enna), and Commune (Regabuto). On the left, there are sections for 'Elaborazioni grafiche' (Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri) and 'Elaborazioni numeriche' (Tabella parametri). Below that is a 'Nodi del reticolo intorno al sito' diagram showing a grid of nodes with coordinates (47837, 47838, 47859, 47860) and distances (7.5 km). The main area features a map of Italy with a red dot in Sicily, a 'Reticolo di riferimento' legend, and an 'Interpolazione' dropdown set to 'superficie rigata'. A text box explains that 'Ricerca per comune' uses ISTAT coordinates and that seismic actions can vary within a commune, recommending 'Ricerca per coordinate' for more precision.

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



Dalla relazione geologica risulta una categoria del suolo tra C ed E, a favore di sicurezza nel dimensionamento della spalla si utilizza una categoria del suolo E



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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.163 g
F_a	2.524
T_c	0.533 s
S_s	1.548
C_c	1.479
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.548
η	1.000
T_B	0.263 s
T_C	0.788 s
T_D	2.251 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_g \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$ (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)

$0 \leq T < T_B$ $S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

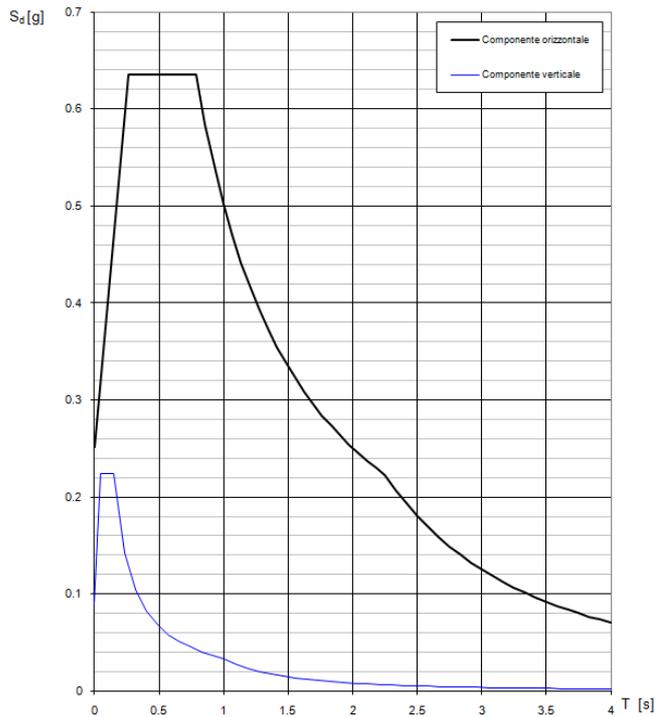
$T_C \leq T < T_D$ $S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_g(T)$ 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	0.252
0.263	0.636
0.788	0.636
0.858	0.584
0.928	0.540
0.997	0.503
1.067	0.470
1.137	0.441
1.206	0.416
1.276	0.393
1.346	0.373
1.415	0.354
1.485	0.338
1.555	0.323
1.624	0.309
1.694	0.296
1.763	0.284
1.833	0.274
1.903	0.264
1.972	0.254
2.042	0.246
2.112	0.237
2.181	0.230
2.251	0.223
2.324	0.207
2.417	0.193
2.501	0.180
2.584	0.169
2.667	0.159
2.751	0.149
2.834	0.141
2.917	0.133
3.001	0.125
3.084	0.119
3.167	0.113
3.250	0.107
3.334	0.102
3.417	0.097
3.500	0.092
3.584	0.088
3.667	0.084
3.750	0.080
3.833	0.077
3.917	0.074
4.000	0.071

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





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 7.44 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	V ar. termiche	C. mobili	Frenatura	V ento 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

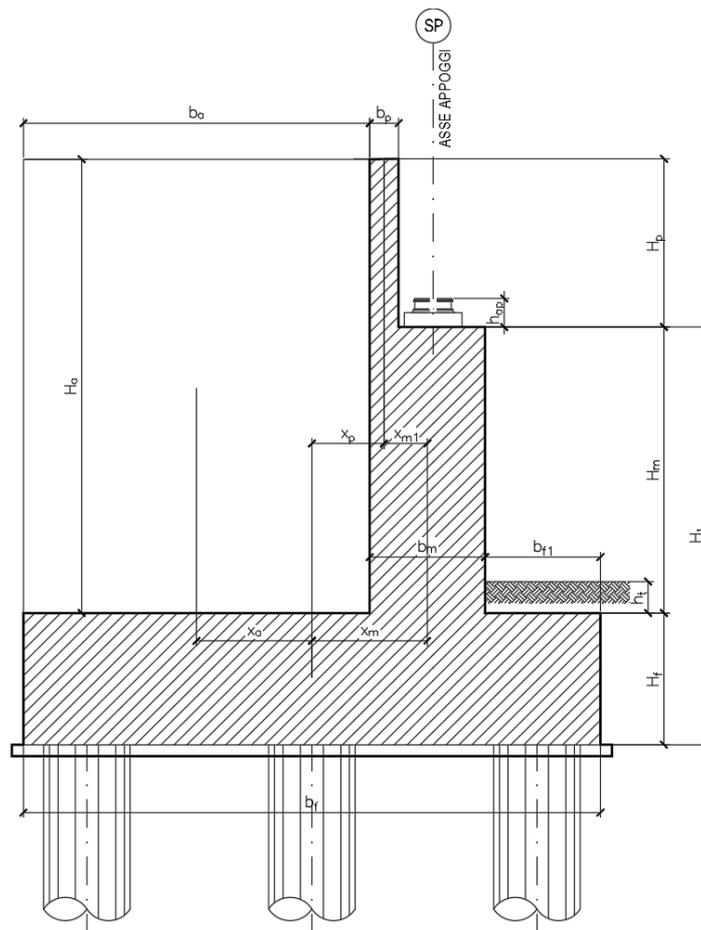


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipologica

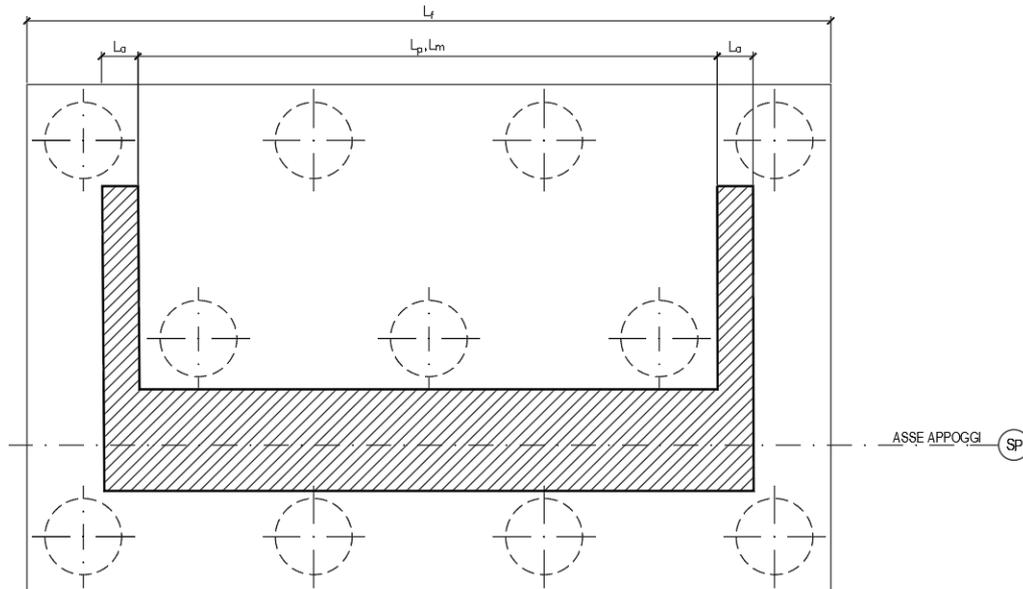


Figura 2 – Significato dei simboli: pianta tipologica

6.6 Analisi dei carichi

6.6.1 Peso proprio elementi strutturali (g_1)

➤ *Peso proprio strutture*

I pesi degli elementi strutturali sono dedotti utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

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 (g_3)

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).

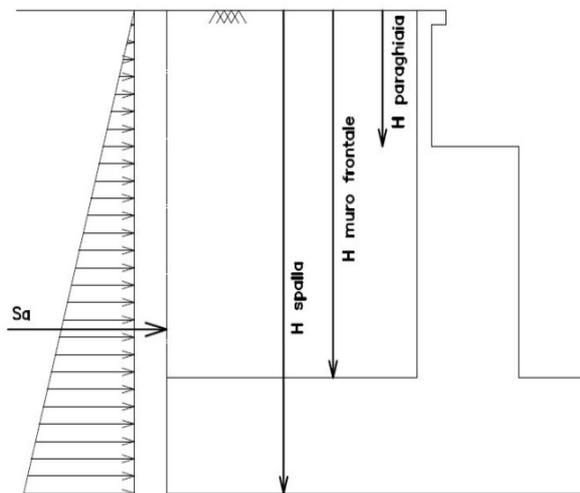


Fig. 3 Spinta statica terreno di riinterro

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

<i>Parametri Geotecnici Terreno di riempimento</i>		
γ [kN/m ³]	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:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

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

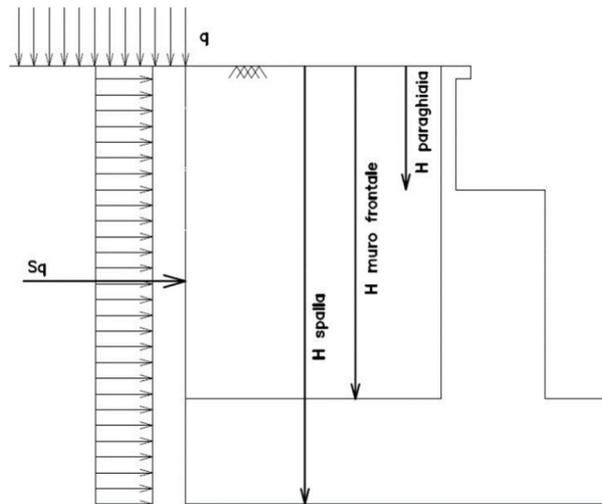


Fig. 4 : Spinta statica sovraccarico accidentale

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 :

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

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:

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

6.6.9 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	9.84	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	7.44	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.20	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	4.60	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	9.60	m
Mensola anteriore plinto	b_{η}	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	9.85	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		1.548	
a_g		0.163	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.252	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.126	

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	674			641			674			0.00	-202	0
C. Mobili disposiz. A - Max	q _{1a}	431			349			260			0.00	281	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		185			185			185		1.55	0	859
Sisma trasversale	q ₆						277				1.55	0	0
Sisma verticale	q ₆	92			92			92			0.00	-28	0
Attrito dei vincoli	q ₇		33			30			28		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	31	0	0.00	0.00	1.08	0	33
Rinterro	Inerzia		391				1.08	0	422
	Sovrappinta		165				1.08	0	178
Rinterro [totale]			555					0	600
Sovr. acc. sul rilevato			26		0.00	0.00	1.08	0	28
Totale generale			612					0	661

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	31	0.00	0.00	1.08	33	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		8.52	0	-109
Muro frontale	g1	1882	0	0			3.72	0	0
Totale Permanenti		2003	0	0				0	-109
Rinterro	g3		2751	0			3.20	0	8803
Sovr. acc. sul rilevato			458	0			4.80	0	2201

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		31		-0.90	0.00	8.52	0	260
Muro frontale	q6		475		0.00	0.00	3.72	0	1767
Pesi propri [totale]			505						2027
Rinterro	Inerzia		1463				4.80	0	7024
	Sovrappinta		3256				4.80	0	15627
Rinterro [totale]			4719						22651
Sovr. acc. sul rilevato			116				4.80	0	555
Totale generale			5340						25233

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			31	-0.90	0.00	8.52	260	0
Muro frontale	q6			475	0.00	0.00	3.72	1767	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				505				2027	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	8.52	0	-14
Muro frontale	q6	237			0.00	0.00	3.72	0	0
Totale generale		253						0	-14

FONDAZIONE

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			1.80	0.00	10.52	0	218
Muro frontale	g1	1882			2.70	0.00	5.72	0	5082
Plinto	g1	4608			0.00	0.00	1.00	0	0
Muri andatori	g1	3782			-1.60	0.00	6.93	0	-6052
Totale Permanenti		10394						0	-752
Rinterro	g3	5800			-1.60	0.00	6.93	0	-9279
Ricop. Plinto	g3	959			2.00	0.00	2.75	0	1918
Sovr. acc. sul rilevato		717			-1.60	0.00	11.60	0	-1147
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		4017		-1.60	0.00	3.87	0	15531
Sovr. acc. sul rilevato			554		0.00	0.00	5.80	0	3213

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

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		31		1.80	0.00	10.52	0	321
Muro frontale	q6		475		2.70	0.00	5.72	0	2717
Plinto	q6		1163		0.00	0.00	1.00	0	1163
Muri andatori	q6		954		-1.60	0.00	6.93	0	6609
Pesi propri [totale]			2623						10810
Rinterro	Inerzia		1463		-1.60	0.00	6.80	0	9951
	Sovraspinta		4753		-1.60	0.00	5.80	0	27570
Rinterro [totale]			6217						37521
Sovr. acc. sul rilevato			140		-1.60		5.80	0	811
Totale generale			8979						49141

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			31	1.80	0.00	10.52	321	0
Muro frontale	q6			475	2.70	0.00	5.72	2717	0
Plinto	q6			1163	0.00	0.00	1.00	1163	0
Muri andatori	q6			954	-1.60	0.00	6.93	6609	0
Pesi propri [totale]				2623				10810	0
Rinterro	Inerzia			1463	0.00		6.80	9951	0
	Sovraspinta			5296			6.93	36673	0
Rinterro [totale]				6759				46624	0
Sovr. acc. sul rilevato				140	-1.60		11.60	1622	0
Totale generale				9521				59055	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			1.80	0.00	10.52	0.00	27
Muro frontale	q6	237			2.70	0.00	5.72	0.00	641
Plinto	q6	581			0.00	0.00	1.00	0.00	0
Muri andatori	q6	477			-1.60	0.00	6.93	0.00	-764
Rinterro	q6	732			-1.60	0.00	6.93	0.00	-1171
Ricop. Plinto	q6	121			2.00	0.00	2.75	0.00	242
Totale generale		2164						0.00	-1024

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	305	683	10	633	9
	C.C. SLV 2	136	221	10	204	9
	C.C. SLV 3	126	221	33	204	31
	C.C. SLV 4	116	683	10	633	9
	C.C. SLV 5	106	221	10	204	9
	C.C. SLV 6	116	221	33	204	31

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	N _{z,A} [kN]	M _{yy} [kNm]	M _{xx} [kNm]	T _{x,A} [kN]
AZIONI SLU GEO	C.C. GEO 1	3993	10303	1185	2829	203
	C.C. GEO 2	5188	13432	1195	3357	122
	C.C. GEO 3	4889	18004	1033	3782	122
	C.C. GEO 4	4889	12650	1033	3225	122
AZIONI SLU STR	C.C. SLU 1	5396	14083	1454	3462	140
	C.C. SLU 2	6794	17474	1312	4425	140
	C.C. SLU 3	5045	19342	1264	3951	140
	C.C. SLU 4	6443	22734	1123	4914	140
	C.C. SLU 5	5045	13165	1264	3307	140
	C.C. SLU 6	6443	16556	1123	4270	140
	C.C. SLU 7	5032	13131	1991	3301	234
	C.C. SLU 8	6430	16522	1850	4264	234
	C.C. SLU 9	3993	10410	-405	2843	0
	C.C. SLU 10	5390	13801	-546	3806	0
AZIONI SLE	C.C. SLE Rara	5032	16528	890	3638	94
	C.C. SLE Freq.	4772	14818	261	3417	31
	C.C. SLE Q.P.	3993	9689	-405	2751	0
SISMA	C.C. SLV 1	4359	40067	299	5986	235
	C.C. SLV 2	4730	18847	260	1860	235
	C.C. SLV 3	4359	18759	1718	1860	783
	C.C. SLV 4	4042	39992	332	5986	235
	C.C. SLV 5	3671	18597	371	1860	235
	C.C. SLV 6	4042	18684	1751	1860	783

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		19141	4095	203	1591	14554
	C.C. GEO 2		21162	4732	122	1438	20757
	C.C. GEO 3		20657	5130	122	1277	25676
	C.C. GEO 4		20657	4573	122	1277	19206
AZIONI SLU STR	C.C. SLU 1		21513	4856	140	1735	21970
	C.C. SLU 2		28212	6262	140	1593	26794
	C.C. SLU 3		20920	5313	140	1545	27614
	C.C. SLU 4		27620	6719	140	1404	32438
	C.C. SLU 5		20920	4670	140	1545	20150
	C.C. SLU 6		27620	6075	140	1404	24973
	C.C. SLU 7		20898	4663	234	2459	20082
	C.C. SLU 8		27598	6068	234	2318	24906
	C.C. SLU 9		19141	4109	0	-405	14688
	C.C. SLU 10		25841	5514	0	-546	19512
AZIONI SLE	C.C. SLE Rara		20898	5000	94	1078	24153
	C.C. SLE Freq.		20459	4754	31	323	21560
	C.C. SLE Q.P.		19141	4017	0	-405	13783
SISMA	C.C. SLV 1		20225	9644	2940	18226	54746
	C.C. SLV 2		21934	2971	2940	18187	15831
	C.C. SLV 3		20225	2971	9799	61474	15926
	C.C. SLV 4		18760	9644	2940	18259	54828
	C.C. SLV 5		17052	2971	2940	18298	16104
	C.C. SLV 6		18760	2971	9799	61507	16008

7.4 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
C.C. SLU 1	21513	4856	140	1735	21970	3488	1293	540
C.C. SLU 2	28212	6262	140	1593	26794	4449	1821	696
C.C. SLU 3	20920	5313	140	1545	27614	3674	974	591
C.C. SLU 4	27620	6719	140	1404	32438	4636	1502	747
C.C. SLU 5	20920	4670	140	1545	20150	3329	1320	519
C.C. SLU 6	27620	6075	140	1404	24973	4290	1848	675
C.C. SLU 7	20898	4663	234	2459	20082	3366	1278	519
C.C. SLU 8	27598	6068	234	2318	24906	4327	1806	675
C.C. SLU 9	19141	4109	0	-405	14688	2826	1428	457
C.C. SLU 10	25841	5514	0	-546	19512	3800	1943	613
						4636	974	747

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
C.C. SLV 1	20225	9644	2940	18226	54746	5626	-1131	1120
C.C. SLV 2	21934	2971	2940	18187	15831	4012	862	464
C.C. SLV 3	20225	2971	9799	61474	15926	5831	-1336	1138
C.C. SLV 4	18760	9644	2940	18259	54828	5468	-1299	1120
C.C. SLV 5	17052	2971	2940	18298	16104	3487	302	464
C.C. SLV 6	18760	2971	9799	61507	16008	5673	-1504	1138
						5831	-1504	1138

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
C.C. SLE Rara	20898	5000	94	1078	24153	3490	1154	556
C.C. SLE Frequente	20459	4754	31	323	21560	3286	1260	528
C.C. SLE Quasi permanenti	19141	4017	0	-405	13783	2784	1470	446

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	682
	Tx,A _{max}	C.C. GEO 3	511	434	0	682
	Ty,A _{max}	C.C. GEO 1	121	111	0	80
	Mxx _{max}	C.C. GEO 1	121	111	0	80
	Myy _{max}	C.C. GEO 3	511	111	0	682
SLU STR	Nz,A _{max}	C.C. SLU 4	613	525	0	804
	Tx,A _{max}	C.C. SLU 4	613	525	0	804
	Ty,A _{max}	C.C. SLU 1	121	251	0	231
	Mxx _{max}	C.C. SLU 1	121	251	0	231
	Myy _{max}	C.C. SLU 4	613	251	0	804
SLE		C.C. SLE Rara	421	395	0	580
		C.C. SLE Freq.	346	324	0	455
		C.C. SLE Q.P.	121	111	0	80
SISMA	Nz,A _{max}	C.C. SLV 1	305	633	9	683
	Tx,A _{max}	C.C. SLV 1	305	633	9	683
	Ty,A _{max}	C.C. SLV 3	126	204	31	221
	Mxx _{max}	C.C. SLV 3	126	204	9	221
	Myy _{max}	C.C. SLV 1	305	204	9	683

**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	5188	3357	122	1195	13432
	Tx,A _{max}	C.C. GEO 3	4889	3782	122	1033	18004
	Ty,A _{max}	C.C. GEO 1	3993	2829	203	1185	10303
	Mxx _{max}	C.C. GEO 2	5188	3357	122	1195	13432
	Myy _{max}	C.C. GEO 3	4889	3357	122	1033	18004
SLU STR	Nz,A _{max}	C.C. SLU 2	6794	4425	140	1312	17474
	Tx,A _{max}	C.C. SLU 4	6443	4914	140	1123	22734
	Ty,A _{max}	C.C. SLU 7	5032	3301	234	1991	13131
	Mxx _{max}	C.C. SLU 7	5032	3301	140	1991	13131
	Myy _{max}	C.C. SLU 4	6443	3301	140	1123	22734
SLE		C.C. SLE Rara	5032	3638	94	890	16528
		C.C. SLE Freq.	4772	3417	31	261	14818
		C.C. SLE Q.P.	3993	2751	0	-405	9689
SISMA	Nz,A _{max}	C.C. SLV 2	4730	1860	235	260	18847
	Tx,A _{max}	C.C. SLV 1	4359	5986	235	299	40067
	Ty,A _{max}	C.C. SLV 3	4359	1860	783	1718	18759
	Mxx _{max}	C.C. SLV 6	4042	1860	235	1751	18684
	Myy _{max}	C.C. SLV 1	4359	1860	235	299	40067

**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	21162	4732	122	1438	20757
	Tx,A _{max}	C.C. GEO 3	20657	5130	122	1277	25676
	Ty,A _{max}	C.C. GEO 1	19141	4095	203	1591	14554
	Mxx _{max}	C.C. GEO 1	19141	4095	122	1591	14554
	Myy _{max}	C.C. GEO 3	20657	4095	122	1277	25676
SLU STR	Nz,A _{max}	C.C. SLU 2	28212	6262	140	1593	26794
	Tx,A _{max}	C.C. SLU 4	27620	6719	140	1404	32438
	Ty,A _{max}	C.C. SLU 7	20898	4663	234	2459	20082
	Mxx _{max}	C.C. SLU 7	20898	4663	140	2459	20082
	Myy _{max}	C.C. SLU 4	27620	4663	140	1404	32438
SLE	Nz,A _{max}	C.C. SLE Rara	20898	1078	24153	94	5000
		C.C. SLE Freq.	20459	323	21560	31	4754
		C.C. SLE Q.P.	19141	-405	13783	0	4017
SISMA	Nz,A _{max}	C.C. SLV 2	21934	2971	2940	18187	15831
	Tx,A _{max}	C.C. SLV 1	20225	9644	2940	18226	54746
	Ty,A _{max}	C.C. SLV 3	20225	2971	9799	61474	15926
	Mxx _{max}	C.C. SLV 6	18760	2971	2940	61507	16008
	Myy _{max}	C.C. SLV 4	18760	2971	2940	18259	54828

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 40x700 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	700.0
3	20.0	700.0
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	691.8	14
3	11.8	691.8	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	68	14
2	3	4	34	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	682.00	0.00	434.00

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 05 00 001	A	41 di 53

1 S -0.00076 0 0.500 14.0 75 0.00033 (0.00033) 402 0.131 (0.20) 0.00 688.38

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	4.49	20.0	700.0	-132.2	-11.8	28.0	6993	107.8

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	-0.00092	0	0.500	14.0	75	0.00040 (0.00040)	409	0.162 (0.20)	0.00	674.04

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	0.79	20.0	700.0	-20.4	-11.8	315.3	6643	107.8

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	-0.00014	0	0.500	14.0	75	0.00006 (0.00006)	402	0.025 (0.20)	0.00	710.49

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 220x700 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 24/10 + \phi 24/20$ (lato controterra)

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

Armatura orizzontale

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	42 di 53

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 $\beta_1 \beta_2$:	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	-110.0	0.0
2	-110.0	700.0
3	110.0	700.0
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	691.8	24
3	101.8	691.8	24
4	101.8	8.2	24
5	-96.0	8.2	24
6	-96.0	691.8	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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	68	24

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	43 di 53

2	3	4	68	24
3	5	6	34	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	6443.00	1123.00	22734.00	140.00	4914.00
2	4356.00	299.00	40067.00	235.00	5986.00

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	5032.00	890.00	16528.00

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	4772.00	261.00 (424.73)	14818.00 (24113.39)

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	3993.00	-405.00 (-1040.23)	9689.00 (24886.02)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	44 di 53

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	6443.00	1123.00	22734.00	6443.09	2048.80	44717.45	1.96479.5(275.8)	
2	S	4356.00	299.00	40067.00	4356.10	432.58	42650.45	1.06479.5(275.8)	

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	0.073	110.0	700.0	0.00165	101.8	691.8	-0.04461	-101.8	8.2
2	0.00350	0.064	110.0	700.0	0.00140	101.8	691.8	-0.05087	-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	0.000225784	0.000000417	-0.021627906	0.073	0.700
2	0.000256363	0.000000100	-0.024770003	0.064	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 0.9 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

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 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	45 di 53

Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff 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	4914.25	44239.18	32545.91	211.8	700.4	2.500	1.022	26.4	174.5(0.0)
2	S	5986.09	43907.15	32545.86	211.8	700.1	2.500	1.015	32.1	174.5(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	4.25	110.0	700.0	-135.7	-101.8	8.2	19878	479.5

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
 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
 kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k3 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 wk Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]
 My fess. Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 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	-0.00072	0	0.500	24.0	70	0.00041 (0.00041)	407	0.166 (0.20)	1269.84	23582.01

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	3.74	110.0	700.0	-118.3	-101.8	8.2	18531	479.5

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	-0.00062	0	0.500	24.0	70	0.00035 (0.00035)	396	0.140 (0.20)	424.73	24113.39

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	46 di 53

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.50	110.0	0.0	-70.4	-101.8	691.8	19500	479.5

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	-0.00037	0	0.500	24.0	70	0.00021 (0.00021)	404	0.085 (0.20)	-1040.23	24886.02

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 mediate una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 4636 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 5831 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 1138 \text{ kN (CC. SLV)}$$

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.

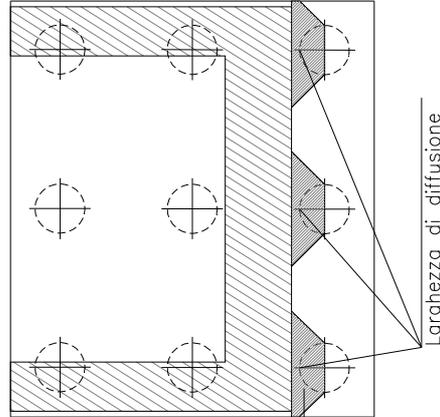
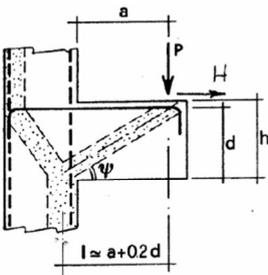


Figura 3 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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 PUNTO.



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

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

$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed} \right) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \cong 1 / (0,9d)$$

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
$P_{Ed} (KN) =$	5831.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	-1138.00	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
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	1.28	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.75		$\lambda = ctg\psi \geq l/(0,9d)$.

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						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	27.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	12214.50	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	12214.50

Verifiche di resistenza

$$\Psi = 0.928 \text{ rad} = 53.18^{\circ}$$

$$P_{RS} = 7035.7 \text{ KN} \quad PR_s > P_{Ed} - \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$P_{RC} = 18543.2 \text{ KN} \quad P_{Rc} > P_{Rs} - \text{Verifica Soddisfatta}$$

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

$$M = T * \alpha$$

$\alpha = 2.2411$ (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.

$$N_{\max} = 5831 \text{ kN} \quad T = 1138 \text{ kN} \quad M = 1138 * 2.2411 = 2550 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -1504 \text{ kN} \quad T_{\max} = 1138 \text{ kN} \quad M = 2550 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLE,rara}} = 3490 \text{ kN} \quad T = 556 \text{ kN} \quad M = 556 * 2.2411 = 1246 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLE,freq}} = 3286 \text{ kN} \quad T = 528 \text{ kN} \quad M = 528 * 2.2411 = 1183 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{SLE,Q.P.}} = 2784 \text{ kN} \quad T = 446 \text{ kN} \quad M = 446 * 2.2411 = 1000 \text{ kNm}$$

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 $L = 26.00\text{m}$ (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 $\beta 1 * \beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	50 di 53

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	5831.00	2550.00	0.00	1138.00	0.00
2	-1504.00	2550.00	0.00	1138.00	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	3490.00	1246.00	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	3286.00	1183.00 (1087.07)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	51 di 53

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	2784.00	1000.00 (1089.13)	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	5831.00	2550.00	0.00	5830.74	4110.21	0.00	1.61	191.1(33.9)
2	S	-1504.00	2550.00	0.00	-1503.92	2684.08	0.00	1.05	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	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	0.00296	0.0	51.0	-0.00310	0.0	-51.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	51.0	-0.01097	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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	IV 05 00 001	A	52 di 53

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000059455	-0.000067279	----	----
2	0.000000000	0.000130338	-0.004320264	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. 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.[cm²/m]
A.Eff	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	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1138.00	2448.78	1150.44	92.8 73.7	108.9	2.500	1.250	15.8	16.0(0.0)
2	S	1138.00	2137.09	1392.81	98.2 89.2	98.1	2.500	1.000	13.0	16.0(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 [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	8.60	0.0	700.0	-54.7	0.0	-51.0	732	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 05 00 001	A	53 di 53

1 S -0.00035 0 0.500 26.0 77 0.00016 (0.00016) 384 0.063 (0.20) 1094.70 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 8.16 0.0 700.0 -52.7 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 -0.00033 0 0.500 26.0 77 0.00016 (0.00016) 384 0.061 (0.20) 1087.07 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 6.90 0.0 0.0 -44.4 0.0 -51.0 732 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 -0.00028 0 0.500 26.0 77 0.00013 (0.00013) 384 0.051 (0.20) 1089.13 0.00