

Provincia di Reggio Emilia

Comune di Reggio Emilia

PROGETTO DEFINITIVO – “PONTE DI COLLEGAMENTO STRADALE TRA L’AREA OPERATIVA DELL’AEROPORTO DI REGGIO EMILIA E LA PUBBLICA VIA P. MARELLI”

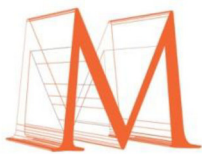


ELABORATO R.7 – RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Committente: AEROPORTO DI REGGIO EMILIA S.P.A.
VIA DELL’AERONAUTICA 15
42124 REGGIO EMILIA
CF: 80026270357 - P. IVA: 00904460359
tel: 0522 920464

Sito intervento: Via Pietro Montagnani Marelli - 42122 Reggio Emilia RE

Ingegneria strutturale:



MAIN
ENGINEERING



ING. SALVATORE VERA
MAIN ENGINEERING s.r.l.
Via Carlo Levi, 10
42124 Reggio Emilia
Tel e Fax 0522-506337
info@mainengineering.eu
mainengineering@pec.it

Collaboratori tecnici:

Ing. Fabio Emmolo

Data	Revisione – note	emesso	controllato
10-01-20	Rev.0	FE	SV

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza strutturale delle fondazioni del ponte stradale sul T. Rodano ubicato nell'area est della città di Reggio Emilia in corrispondenza dell'Aeroporto. Il ponte, a via inferiore con struttura metallica e impalcato in lamiera irrigidita, è destinato alla viabilità di accesso al parcheggio provvisorio da realizzare nell'area operativa dell'Aeroporto stesso, configurandosi pertanto come ponte stradale ai sensi del punto 5.1 delle N.T.C.

La caratterizzazione geomorfologica, geomeccanica e sismica dei terreni di fondazione è descritta in una relazione a cura del dr. Geol. Giorgio Gasparini, datata Gennaio 2018.

Nel complesso risultano essere state indagate a mezzo prove CPT n. 5 verticali, oltre alla esecuzione di 2 prove sismiche attive e 2 prove sismiche passive.

Il ponte è a campata unica. Gli appoggi sono costituiti da isolatori sismici elastomerici, disposti direttamente su una spalla passante in c.a. impostata su fondazioni di tipo profondo, costituite da n. 2 pali trivellati in c.a. di diametro 800 mm, di lunghezza 40 m, che raggiungono uno strato argilloso di discreta consistenza.

MODELLO GEOTECNICO

Si riporta di seguito il modello geotecnico, basato sulla Relazione Geologica del dr. Geol. Giorgio Gasparini, in cui sono indicati gli strati di terreno costituenti il volume significativo e le relative caratteristiche geomeccaniche, in particolare i valori medi e caratteristici che verranno utilizzati nelle verifiche geotecniche.

Le litologie prevalenti nel sottosuolo sono sostanzialmente coesive con alcune intercalazioni sabbiose; il modello geotecnico cautelativo (valori caratteristici) desumibile dalle indagini è il seguente:

1-da 0 a -6 m Argille organiche (unità di Modena) $g = 18 \text{ kN/mc}$ $R_p = 6 \text{ daN/cm}^2$ $C_u = 0,3 \text{ daN/cm}^2$ $E_d = 30 \text{ daN/m}^2$

2-da -6 a -23 m Argille inorganiche compatte (unità di Ravenna) $g = 19 \text{ kN/mc}$ $R_p = 14 \text{ daN/cm}^2$ $C_u = 0,8 \text{ daN/cm}^2$ $E_d = 45 \text{ daN/m}^2$

3-da -23 in giù Argille inorganiche molto compatte (unità di Bazzano) $g = 20 \text{ kN/mc}$ $R_p = 20 \text{ daN/cm}^2$ $C_u = 1,5 \text{ daN/cm}^2$ $E_d = 50 \text{ daN/m}^2$

La falda è posizionata a -4 m sotto il p.c.

La categoria stratigrafica confermata dalle indagini MASW è la C.

ESCLUSIONE DELLA LIQUEFAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Conformemente a quanto già indicato nella relazione geologica, la liquefazione viene esclusa in virtù delle risultanze delle indagini geognostiche

DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DEI PALI E CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Queste due componenti in genere sono calcolate in maniera autonoma dato che risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita dall'attrito laterale e quanta dalla resistenza alla punta. Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti):

$$Q_C = \frac{Q_P}{\eta_P} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_P \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T$$

$$= \frac{Q_L}{\eta_L} + W_P \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- Q_C resistenza a compressione del palo
- Q_T resistenza a trazione del palo
- Q_P carico limite verticale alla punta del palo
- Q_L carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo
- $W_{ATT.NEG.}$ attrito negativo agente sul palo
- W_P peso totale del palo
- η_{II} coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo
- η_A coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

I valori del carico limite verticale alla punta del palo " Q_P " e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo " Q_L " sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; è necessario tenere presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e per estendere tale modalità computazione al caso di "pali in gruppo" si farà ricorso ai "coefficienti d'efficienza", in questo modo si potrà tenere in debito conto l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO

Il valore del carico limite verticale alla punta del palo, indipendentemente dal metodo utilizzato per la sua determinazione, è condizionato dalla modalità esecutiva. Esso varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato" poiché le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno circostante il palo variano in seguito alle operazioni d'installazione. Di conseguenza, per tenere conto della modalità esecutiva nel calcolo dei coefficienti di portanza, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

$$\phi_{cor} = \frac{\phi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \quad \phi_{cor} = \phi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Con la correzione di cui sopra si determineranno i fattori adimensionali di portanza che sono presenti nella relazione per la determinazione del carico limite verticale alla punta che assume la seguente espressione:

$$Q_P = A_P \cdot (q_P \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- A_P superficie portante efficace della punta del palo
- q_P pressione del terreno presente alla punta del palo
- c coesione del terreno alla punta del palo (nel caso di condizione non drenata $c = c_u$)
- N_q^*, N_c^* fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno $\phi_{\gamma op}$ del terreno già corretti

In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo dei fattori adimensionali di portanza, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Vesic (1975)

se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \sin(\phi)} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{gr}^{\frac{4 \cdot \sin(\phi)}{3 \cdot (1 + \sin(\phi))}} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v \cdot I_r} \quad \varepsilon_v = \frac{q_p \cdot \alpha}{E_t} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \quad I_r = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q_p \cdot \alpha \cdot \text{tg}(\phi))}$$

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\log_n(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- E_t modulo elastico del terreno alla profondità della punta del palo
- ν coefficiente di Poisson del terreno alla profondità della punta del palo
- α coefficiente di riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo

Nel caso in cui si scelga di effettuare la riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo il coefficiente di riduzione " α " assume la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \quad \text{dove: se } \phi \neq 0 \Rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}(\phi); \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO

Il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo è dato dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{lim} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot \text{tg}(\delta)) \cdot P_{lat} \cdot dz$$

dove i simboli sopra riportati hanno il seguente significato:

- χ_a adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- σ_h tensione orizzontale alla generica profondità "z"
- δ angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- P_{lat} perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z"
- L sviluppo longitudinale del palo

Analogamente al carico limite alla punta, anche il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che esso sia del tipo "infisso" o "trivellato" a causa del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono essere correlati da leggi diverse in funzione delle modalità di esecuzione del palo. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

L'adesione " c_a " è correlata alla coesione " c " nel caso di condizioni drenate; oppure alla coesione non drenata " c_u " nel caso di condizioni non drenate, per mezzo del coefficiente d'adesione " ψ " secondo la seguente relazione:

$$c_a = c_* \cdot \psi \quad \text{dove: } c_* = c \text{ (in condizione drenata);}$$

$$c_* = c_u \text{ (in condizione non drenata).}$$

Esprimendo il valore di " c_* " in N/cm², il coefficiente d'adesione " ψ " può assumere i seguenti valori:

Meyerhof-Murdock (consigliato per pali trivellati)

$$\text{se } c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_*$$

$$\text{se } c_* > 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_*$$

Il valore della tensione orizzontale " σ_h " è correlato al valore della pressione verticale " σ_v " per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale " K_s " secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_s$$

Il valore di " K_s " dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato d'addensamento nonché dalla tecnologia utilizzata per l'installazione.

Si adotta il Metodo di "Kulhavy (1983)"

pali trivellati: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile tra 2/3 e 1

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo " δ " è funzione della scabrezza della superficie del palo e quindi della modalità esecutiva; i valori proposti sono:

$$\delta = \arctg(\operatorname{tg}(\phi)) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad \delta = \arctg\left(\frac{3}{4} \cdot \operatorname{tg}(\phi)\right) \quad (\text{per pali infissi})$$

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- X elem. ascissa nel riferimento globale dell'elemento
- Y elem. ordinata nel riferimento globale dell'elemento
- Profon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lungh. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Altez. altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Rotaz. rotazione dell'elemento rispetto al suo baricentro
- Grup. ap. nel caso cui l'elemento faccia parte di una palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa
- Ind. Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Tip. iniez. tipologia d'iniezione dei micropali ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (No iniez. = assenza d'iniezione, Iniez.uni. = iniezione unica, Iniez.rip. = iniezione ripetuta)
- Tip. ter. tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (Coes. = coesivo, Inc. = incoerente)
- Dia. P. diametro fusto del palo
- Lun. P. lunghezza totale del palo
- Lun. L. lunghezza tratto del palo senza contributo di terreno
- Dis. P. distanza del baricentro del palo dal bordo del plinto
- In. Px interasse principale del palo
- In. Py interasse secondario del palo
- Dia. B. diametro bulbo del palo
- Lun. B. lunghezza della sbulbatura del palo
- E.C.V. coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo
- E.C.C. coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo
- E.C.T. coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo
- Svin. testa codice di svincolo alla rotazione in testa al palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Vin. piede codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Asc. X' ascissa del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Asc. Y' ordinata del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Peso spec. peso specifico del palo
- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del palo

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- S. Normale sollecitazione normale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante X' sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante Y' sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale X' sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale Y' sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione

- S. Torsionale dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
sollecitazione torsionale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)

Valori di calcolo per le fondazioni profonde

- Port. punta carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. lat. carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. bulbo carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- C. Critico carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Attr. Neg. attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo)
- Peso Palo peso totale del singolo palo
- Cmb numero e tipologia della combinazione di carico
- S. Norm. sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame
- V. V. Com. resistenza a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- V. V. Tra. resistenza a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a compressione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a trazione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- S. Tagl. sollecitazione tagliente agente alla testa del palo
- S. Fles. sollecitazione flessionale agente alla testa del palo
- V. V. Trs. resistenza trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliente agente alla testa del palo e la sua resistenza trasversale (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ced. V. cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo
- Ced. H. cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo

PARAMETRI DI CALCOLO

Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:

Per elementi con pali: Portanza di punta e laterale

Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:

Per terreni sciolti: Vesic

Riduzione della tensione litostatica: No

Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si

Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale Ks: Kulhavy

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50

Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali trivellati:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1

- Coeff. M1 per c' (statico): 1

- Coeff. M1 per C_u (statico): 1

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1

- Coeff. M1 per c' (sismico): 1

- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1

- Coeff. R3 base: 1,35

- Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15

2700,0	180,0	136,6	0,0	0,0	0,0	0,00	6849	001					
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa	Vin.piede	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				codice	codice	
80,0	2800,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	0	0; 0; 0	
Palo	Asc. X'	Ord. Y'											
n.	cm	cm											
1	0,0	0,0											

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 6725 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 5.647$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.963$, $c_{punta} = 1.500$

Port. lat. = 299938.9 daN, Port. punta = 95964.5 daN, P.P.Palo = 35185.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
003	SLU STR	1	0.000	0.000	-155500.0	-160050.2	0,972	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
003	SLU STR	No	-155500.0	8204.5	-2416.9	1806000.0	678000.0

Elemento: 6726 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 5.647$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.963$, $c_{punta} = 1.500$

Port. lat. = 299938.9 daN, Port. punta = 95964.5 daN, P.P.Palo = 35185.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
003	SLU STR	1	0.000	0.000	-141600.0	-160050.2	0,885	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
003	SLU STR	No	-141600.0	7777.6	4876.2	3043000.0	734000.0

Elemento: 6733 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 5.647$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.963$, $c_{punta} = 1.500$

Port. lat. = 299938.9 daN, Port. punta = 95964.5 daN, P.P.Palo = 35185.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-115600.0	-160050.2	0,722	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-115600.0	8713.0	6827.2	2598000.0	830200.0

Elemento: 6849 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 5.647$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.963$, $c_{punta} = 1.500$

Port. lat. = 299938.9 daN, Port. punta = 95964.5 daN, P.P.Palo = 35185.8 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-124800.0	-160050.2	0,780	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-124800.0	9302.7	-465.8	1361000.0	752600.0

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 6725 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
014 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-114700.0	0.252

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
014	SLE rare	No	-114700.0	6092.6	-1717.8	1359000.0	503500.0

Elemento: 6726 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm

014 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-104300.0	0.229
Sollecitazioni:					
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty
n.			daN	daN	daN
014	SLE rare	No	-104300.0	5776.2	3213.1
					daN cm
					daN cm
					2204000.0
					545100.0

Elemento: 6733 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
012 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-85050.0	0.187
Sollecitazioni:					
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty
n.			daN	daN	daN
012	SLE rare	No	-85050.0	6439.0	4658.3
					daN cm
					daN cm
					1874000.0
					613600.0

Elemento: 6849 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
012 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-91940.0	0.202
Sollecitazioni:					
Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty
n.			daN	daN	daN
12 SLE rare	No	No	-91940.0	6875.7	-272.5
					daN cm
					daN cm
					1030000.0
					556100.0

VERIFICA DEI PALI ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Le sollecitazioni di progetto delle fondazioni vengono desunte dall'analisi della struttura in elevazione, considerata connessa alle spalle con vincoli elastici costituiti dagli isolatori sismici elastomerici; tali sollecitazioni ai sensi del punto 7.2.5 delle N.T.C. 2018 vengono amplificate con $\gamma_{Rd}=1,1$

Ad esse vengono sommate, in condizioni statiche: il peso proprio della spalla, la spinta del terreno, mentre in condizioni sismiche si tiene conto, oltre che di tali sollecitazioni, anche dell'incremento sismico della spinta del terreno e delle azioni inerziali corrispondenti alle masse della spalla.

Ai fini delle spinte sismiche su queste si tiene conto di un coefficiente $K_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 1 \times 0,262 = 0,262$

Le condizioni più gravose per la determinazione del carico limite per azioni orizzontali sono quelle in cui si hanno le azioni orizzontali massime e le minime azioni verticali, in quanto lo sforzo di compressione incrementa il momento di plasticizzazione della sezione del palo e quindi il carico limite orizzontale del complesso terreno fondazioni.

Pertanto le azioni di progetto considerate per i pali, rispetto alle azioni orizzontali, risultano tre:

Condizione 1- SLU-V=1.385 kN; H=56 KN;

Condizione 2- SLV-V=702 kN; H=50 kN ;

Condizione 3 - SLE-V=1374 kN; H=50 kN

Ai fini delle verifiche sismiche i pali vengono cautelativamente considerati con testa libera di spostarsi e ruotare, inoltre si considera il terreno praticamente non reagente imponendo un valore trascurabile di C_u per i primi 4 m di profondità, corrispondenti all'altezza della sponda del T.Rodano

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio 2, in termini di tensioni totali, trattandosi di terreni di tipo coesivo, con azioni orizzontali di breve durata.

Per la verifica alle azioni orizzontali si utilizza la teoria di Broms.

VERIFICA SLU-CONDIZIONE 1

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro 800 (mm)

Raggio 400 (mm)

Sforzo Normale 1385 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

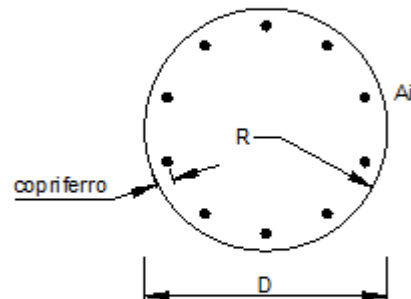
R_{ck} = 30 (Mpa)

f_{ck} = 25 (Mpa)

γ_c = 1,5

α_{cc} = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio B450C

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_s = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{sr} = 0,190%

ϵ_{sk} = 10,000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copri ferro (mm)
16	24	7238,23	40
0	18	0,00	70
0	8	0,00	30

calcolo

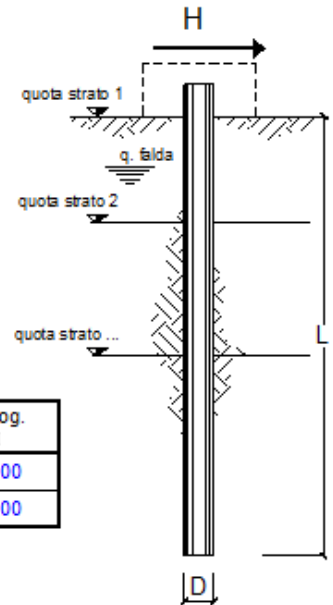
Momento di Plasticizzazione

M_y = 1067,7 (kN m)

Inserisci

opera **Pali fondazione Ponte Rodano Aeroporto-verifica SLU**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_e	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="checkbox"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="checkbox"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="checkbox"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30	
	SISMA	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	
DM88			<input type="checkbox"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input type="checkbox"/>	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

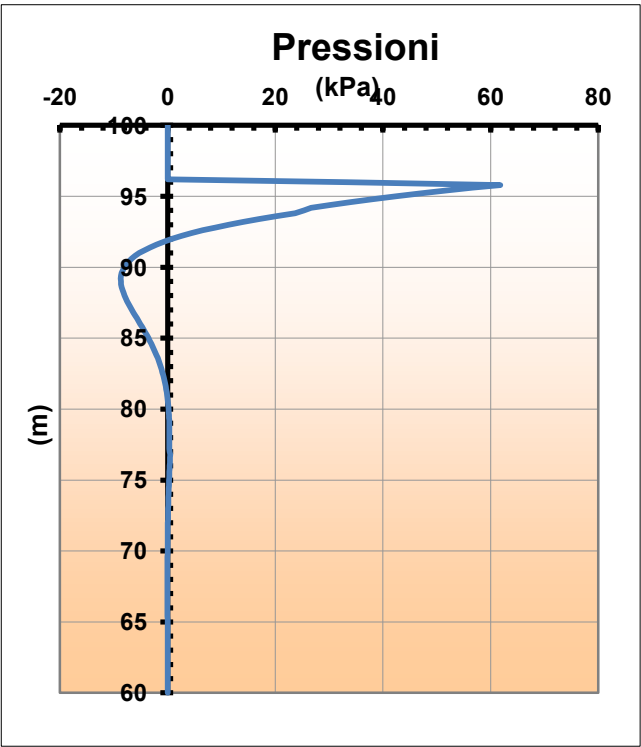
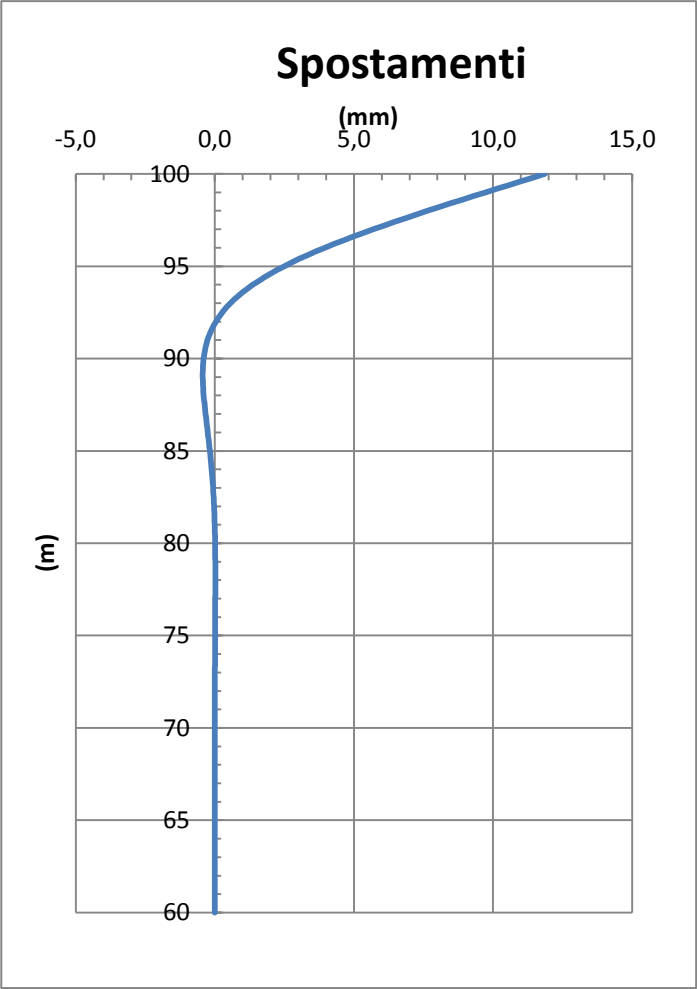
strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18	8		1,00	1		1,00	1
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		96,00	18	8		1,00	30		1,00	20
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		94,00	19	9		1,00	80		1,00	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		77,00	20	10		1,00	150		1,00	120
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

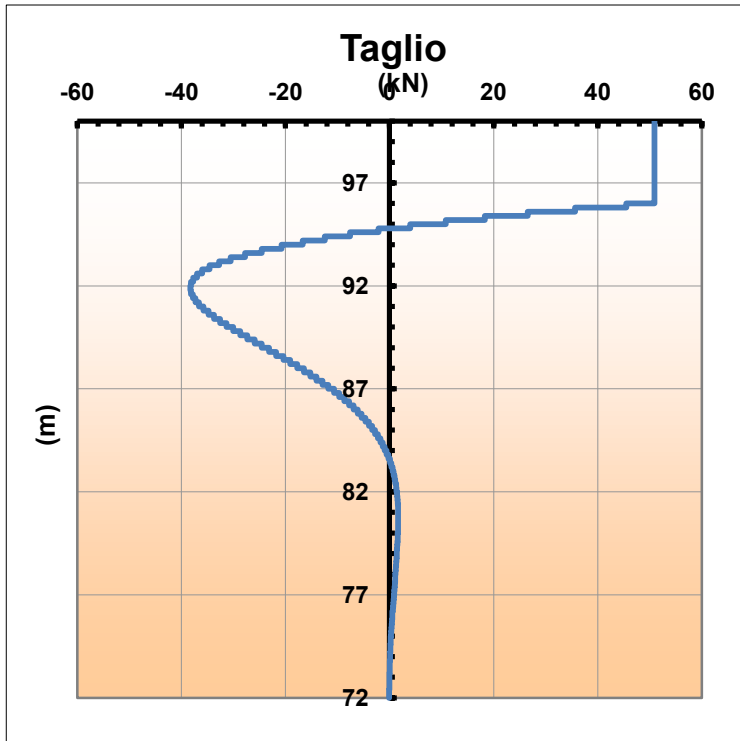
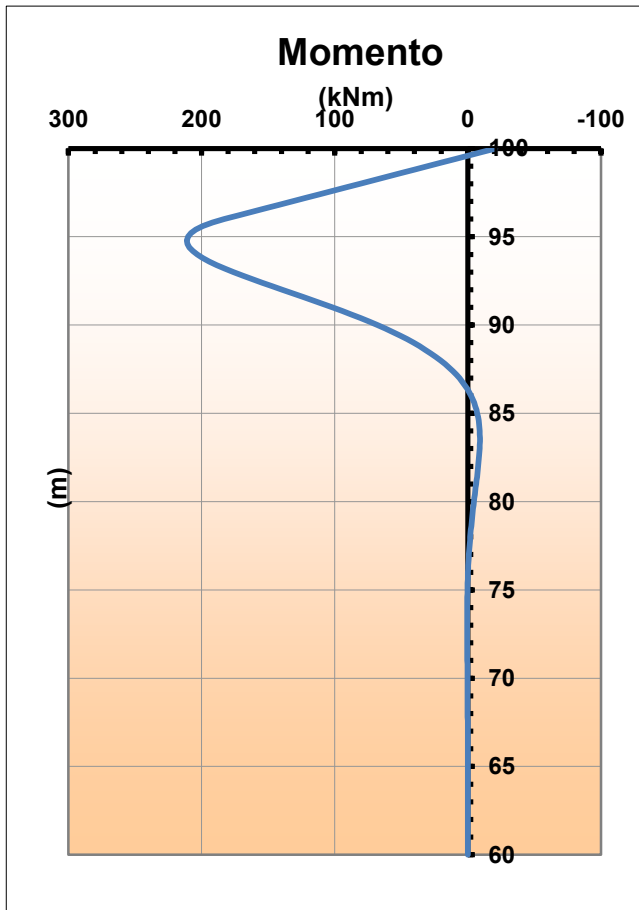
Quota falda 96 (m)
 Diametro del palo D 0,80 (m)
 Lunghezza del palo L 40,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 1067,67 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	226,5 (kN)		216,8 (kN)	
Palo corto	8116,6 (kN)		6828,6 (kN)	
	H_{med} 226,5 (kN)	Palo lungo	H_{min} 216,8 (kN)	Palo lungo
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		151,01 (kN)	
	$H_d = H_k/\gamma_T$		116,16 (kN)	
	Carico Assiale Permanente (G):		G = 0 (kN)	
	Carico Assiale variabile (Q):		Q = 56 (kN)	
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		56,00 (kN)	
	$FS = H_d / F_d =$		2,07	





Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 40 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N° barre uguali 16
 Diametro barre 2,4 [cm]
 Coprifero (baric.) 5,2 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1385 0 kN
 M_{xEd} 56 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

Vertici: 52 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

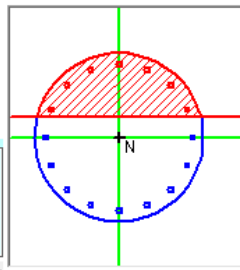
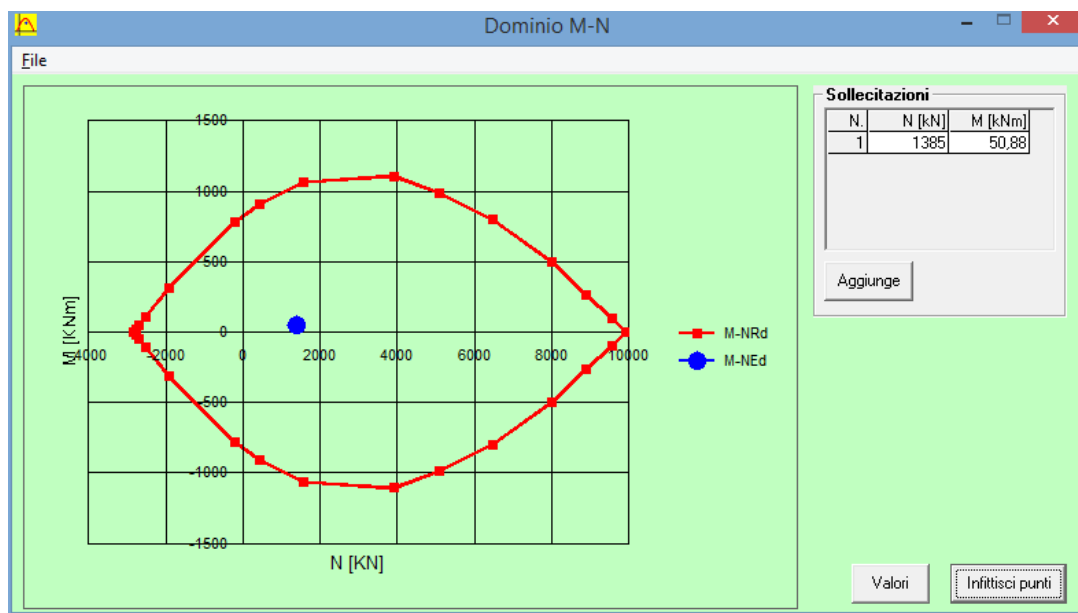
Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 1,044 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 5,04 ‰
 d 74,8 cm
 x 30,66 x/d 0,4098
 δ 0,9523

Precompresso

Staffatura a spirale ϕ 12 passo 20 cm
 $V_{rd} = 796 \text{ kN} > V_{ed} = 56$
 Verifiche a pressoflessione e taglio soddisfatte

VERIFICA SLV - CONDIZIONE 2

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro 800 (mm)
Raggio 400 (mm)
Sforzo Normale 702 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

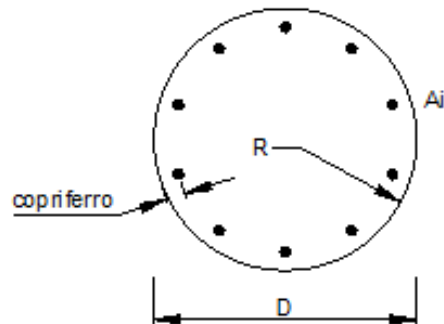
$f_{ck} = 30$ (Mpa)

$f_{ck} = 25$ (Mpa)

$\gamma_c = 1,5$

$\alpha_{cc} = 0,85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (Mpa)



Acciaio

tipo di acciaio B450C

$f_{yk} = 450$ (Mpa)

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ (Mpa)

$E_s = 206000$ (Mpa)

$\epsilon_{yk} = 0,190\%$

$\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copri ferro (mm)
16	24	7238,23	40
0	18	0,00	70
0	8	0,00	30

calcolo

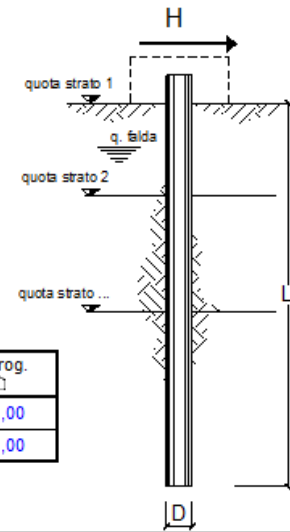
Momento di Plasticizzazione

$M_y = 973,1$ (kN m)

Inserisci

opera **Pali fondazione Ponte Rodano Aeroporto-verifica SLU**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ϕ}	γ_{cu}	γ_r	
SLU	A1+M1+R1	<input type="checkbox"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="checkbox"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="checkbox"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30	
	SISMA	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	
DM88		<input type="checkbox"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input type="checkbox"/>	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_b	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_d	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18	8		1,00	1		1,00	1
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		96,00	18	8		1,00	30		1,00	20
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		94,00	19	9		1,00	80		1,00	70
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		77,00	20	10		1,00	150		1,00	120
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda 96 (m)

Diametro del palo D 0,80 (m)

Lunghezza del palo L 40,00 (m)

Momento di elasticizzazione palo My 973,10 (kNm)

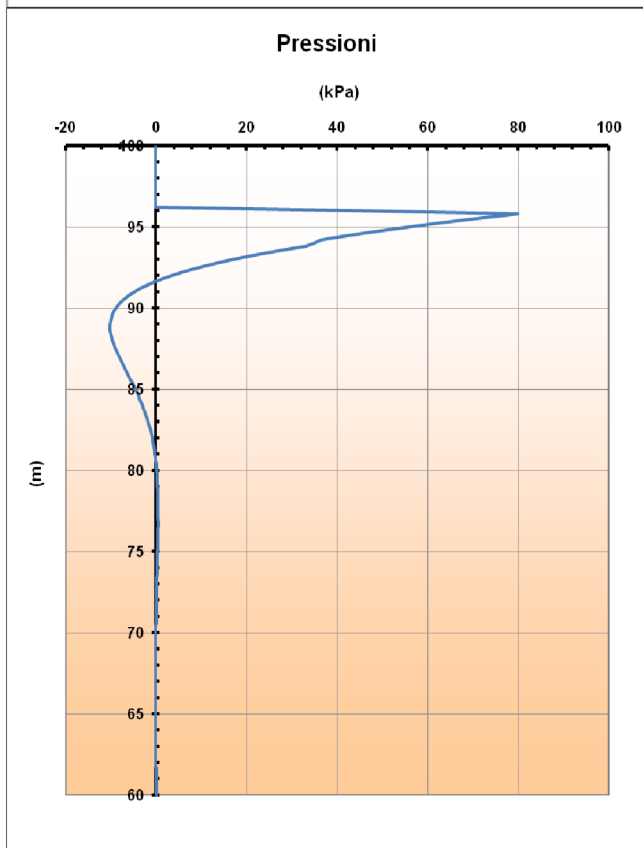
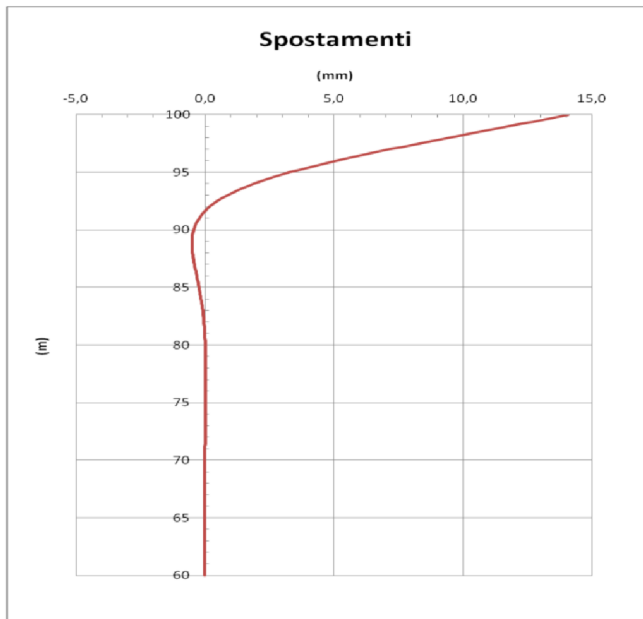
Step lo 0,01 (m)

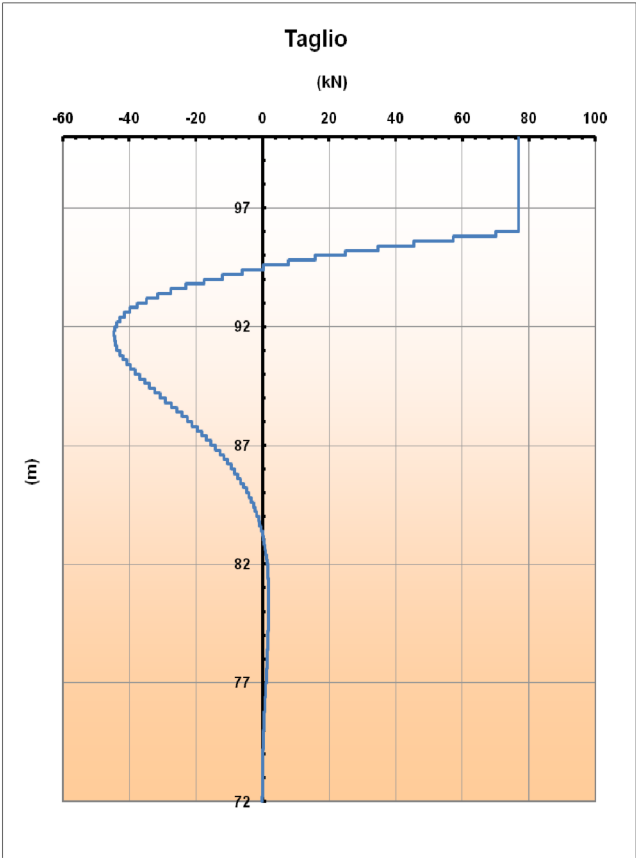
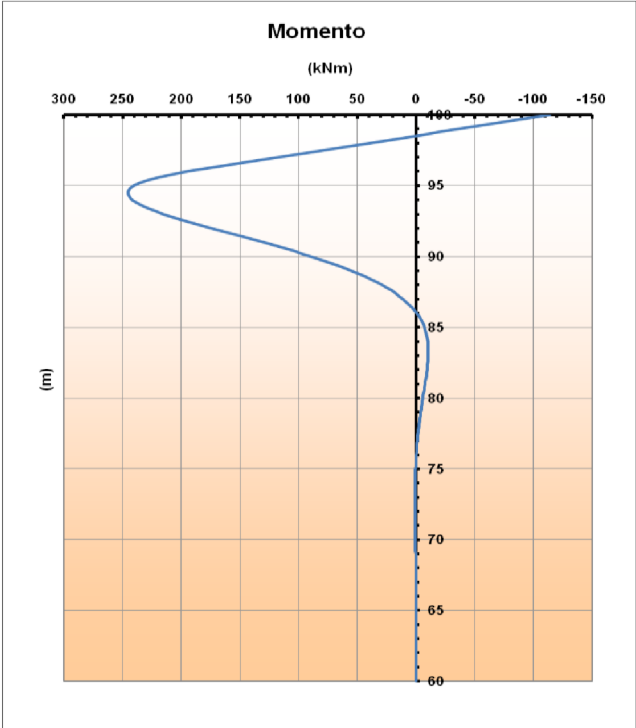
palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>	<u>H minimo</u>
Palo lungo	226,5 (kN)	216,8 (kN)
Palo corto	8116,6 (kN)	6828,6 (kN)
	H_{med} 226,5 (kN)	H_{min} 216,8 (kN)
	H_k = Min(H_{med}/ξ_b ; R_{min}/ξ_d)	151,01 (kN)
	H_d = H_k/γ_r	116,16 (kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G = 0 (kN)	0 (kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q = 50 (kN)	50 (kN)
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =	50,00 (kN)
	FS = H_d / F_d =	2,32

VERIFICA SLE – CONDIZIONE 3





Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Palo D800 ponte Rodano Aeroporto

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 40 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 5,2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1374 kN
 M_{xEd}: 245 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 ?
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

σ_c : -6,156 N/mm²
 σ_s : 20,27 N/mm²
 ϵ_s : 0,1013 ‰
 d: 74,8 cm
 x: 61,34 x/d: 0,82
 δ : 1

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3

Precompresso

$$\sigma_s \max = 20,27 < 0,8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \max = 6,156 < 0,6 \times 25 = 15 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a punzonamento lungo il perimetro del palo

Coefficiente β	1,50	
Coefficiente $v = 0,6 [1 - (f_{ck}/250)]$	0,54	
Resistenza di progetto a compressione cls $f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c$	14,17	N/mm ²
Tensione di taglio-punzonamento lungo perimetro palo		
$v_{Ed} = \beta N_d / [(2c_1 + 2c_2) d]$	1,174	N/mm ² (eq. 6.53)
Tensione di taglio-punzonamento resistente $v_{Rd,max} = 0,5 f_{cd} v$	3,826	N/mm ² $v_{Rd,max} > v_{Ed}$ OK

VERIFICA DELLA SPALLA

Sforzo di trazione per collegamento tra le teste dei pali

Ai sensi del punto 7.2.5.1 delle NTC si considera lo sforzo di trazione pari a $0,4 N_{sd} x a_{max} / g = 149,87 \text{ kN}$

Sforzo di trazione resistente ($7 \phi 20$) = $7 \times 314 \times 391,3 / 1000 = 860,07 \text{ kN}$

Sollecitazione a taglio-flessione per sollevamento con martinetti dell'impalcato:

$T = 225,50 \times 1,3 = 293,15 \text{ kN}$ $M = 117,26 \text{ kNm} < M_{c,rd}$ (traverso HEA400) = $436,60 \text{ kNm}$

Spinta del terreno

Spinta a riposo del terreno a tergo – si assume $K_0 = 1,59$ (terreno fortemente consolidato)

Peso specifico terreno $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Sovraccarico stradale totale $q = 10 \text{ kN/m}^2$

$H = 1,70 \text{ m}$

Spinta totale a ml $0,5 \times K_0 \times \gamma \times H^2 + K_0 \times q \times H = 72,52 \text{ kN/m}$

Eccentricità della spinta = $0,67 - 0,40 = 0,27 \text{ m}$

Momento torcente per unità di lunghezza = $0,27 \times 72,52 = 19,58 \text{ kNm/m}$

Fattore di incremento di spinta sismica : $1 + 0,262 / 1,58 = 1,166$ solo sulle azioni permanenti

Peso proprio: $43,925 \text{ kN/m}$

Azione sismica inerziale: $0,262 \times 43,925 = 11,508 \text{ kN/m}$

Spinta causata dalla frenata del Q1k = 180 kN su due impronte da 90 kN a 2 m di distanza

Carico Q1k supposto agente in asse = 300 kN su due impronte da 150 kN a 2 m di distanza

La condizione più gravosa è quella SLU non sismica con: peso proprio + carico Q1k nel piano verticale, incluso effetto torsionale

Spinta terreno + sovraccarico + frenata Q1k nel piano orizzontale, incluso effetti torsionale.

Riepilogo delle sollecitazioni di progetto:

Nel piano verticale $T_{d,v} = 407,73$ kNm $M_{d,v} = 540,68$ kNm $M_{t,v} = -58,5$ kNm

Nel piano orizzontale $T_{d,o} = 483,10$ kNm $M_{d,o} = 874,92$ kNm $M_{t,o} = 296,48$

I due momenti torcenti si sommano algebricamente: $M_t = 210,98$

Le armature torsionali si sommeranno a quelle da taglio

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Spalla ponte T. Rodano Campovolo Reggio Emilia

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 26 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	160	0
3	160	80
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
22	3,14	4	61,6
23	3,14	156	18,4
24	3,14	156	32,8
25	3,14	156	47,2
26	3,14	156	61,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 540,68 kNm
M_{yEd}: 874,92 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35
 ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $G_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

M_{xRd}: 976,4 kNm
M_{yRd}: 1.596 kNm
 σ_c : -15,87 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 10,17 ‰
d: 124,8 cm
x: 31,94 x/d: 0,256
 δ : 0,7599

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

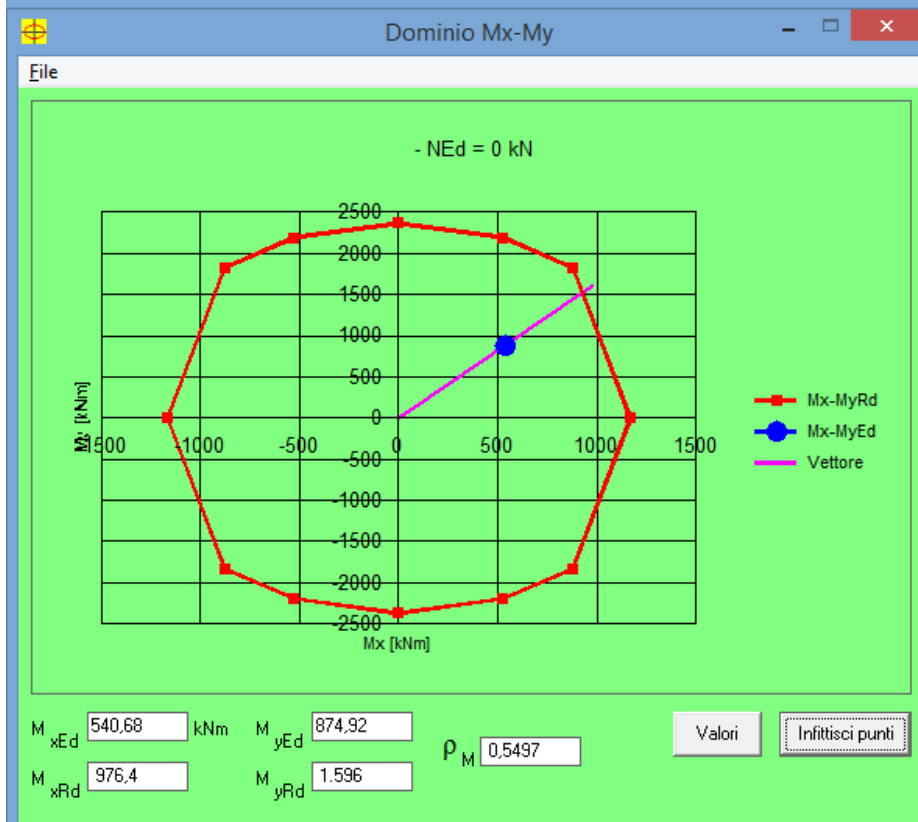
Tipo flessione: Retta Deviata

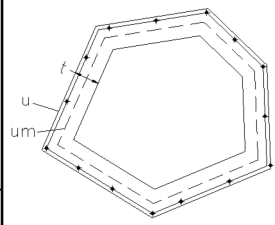
N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

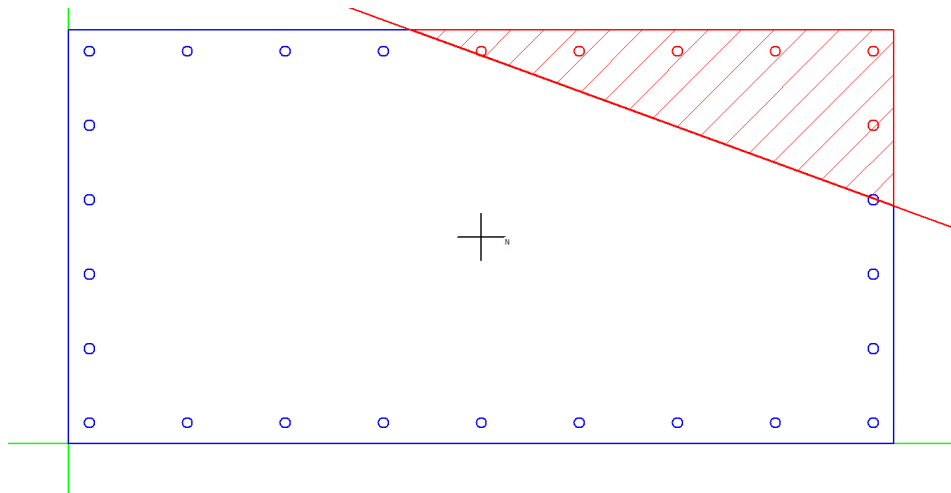
angolo asse neutro θ° : 340

Precompresso



Staffe a taglio				Staffe a torsione				
ϕ_1	12	mm	Ast	2,26	cm ² /passo	ϕ_1	12	mm
Passo	30	cm	Ast	7,54	cm ² /m	Passo	30	cm
Bracci	2,0		Ast,min	10,33	cm ² /m	Bracci	2,0	
Ferri piegati a taglio				Armatura long a torsione				
n°	0					Ast	2,26	cm ² /passo
Passo	0	cm	Afp	0,00	cm ² /passo	Ast	7,54	cm ² /m
ϕ_2	0	mm	Afp	0,00	cm ² /m			
$\alpha =$	0,01							
Armatura longitudinale a flessione				Armatura long a torsione				
A _{sl,sup} (cm ²)	21,99	cm ²				A _{sl,sup}	6,28	cm ²
A _{sl,inf} (cm ²)	21,99	cm ²				A _{sl,inf}	6,28	cm ²
NTC 2008 - TAGLIO				NTC 2008 - TORSIONE				
$\gamma_c =$	1,50		$\gamma_s =$	1,15				
f _{ck} =	29	Mpa	f _{ywd} =	391,30	Mpa			
f _{cd} =	16,46	Mpa	$\sigma_{cp} =$	0,00				
f' _{cd} =	8,23	Mpa	$\alpha_c =$	1,000				
N _{sd} =	0	KN						
A _{st}	7,54	cm ² /m						
A _{st,min}	12,00	cm ² /m						
Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO				TORSIONE + TAGLIO				
k	1,35921					t (cm)	40	
ρ_l	0,00177		Necessita armatura a taglio			u (cm)	480	
V _{Rd1}	370,67	KN				u _m (cm)	320	
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO						a _l (cm)	0,039	
ctg $\theta = 1$ (45°)			ctg $\theta = 2,5$ (21,8°)			a _s (cm)	0,075	
V _{Rsd}	411,58	N	V _{Rsd}	1028,94	N	cot θ (di calcolo)	0,722	
V _{Rcd}	4592,81	N	V _{Rcd}	3167,45	N	cot θ (assunto)	0,722	
ctg θ (di calcolo)	4,62		θ (°)	12,2		q (°)	54,2	
ctg θ (assunto)	2,50					T _{Rcd} (kNm)	1499,71	
V _{Rsd}	1028,94	KN				T _{Rsd} (kNm)	544,95	
V _{Rcd}	3167,45	KN				T _{Rld} (kNm)	544,95	
V _{Rdu}	1028,94	KN				T _{Rd} (kNm)	544,95	
						V _{sd} (kN)	890,83	
						V _{Rcd} (kN)	3167,45	
						Crisi CLS positiva	0,42	

Armatura finale	A _{sl,sup}	28,27	cm ²	9 ϕ 20
	A _{sl,inf}	28,27	cm ²	9 ϕ 20
	A _{st}	15,08	cm ² /m	Staffe ϕ 12/15 cm



Verifiche a fessurazione

Combinazione quasi permanente $w_l=0,2$ mm passo 190 mm

$M_{e,v}=35,14$ kNm

$M_{e,o}=371,30$ kNm

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H	160	cm	
	Larghezza sezione	B	80	cm	
	Spaziatura orizzontale barre:	s	19,00	cm	<14fi OK
	Spaziatura verticale barre:	S	0,00	cm	<14fi OK
	Copertura ferro:	c	4,50	cm	>2cm OK
	Copertura ferro di normativa:	cmin	4,00	cm	per travi

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	5,5	18,85	6 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	0	0,00	ϕ
4	0	0,00	ϕ
5	0	0,00	ϕ
6	0	0,00	ϕ
7	0	0,00	ϕ
8	0	0,00	ϕ
9	0	0,00	ϕ
10	154,5	18,85	6 ϕ 20

Materiale:

	Acciaio FeB	45	k
	Calcestruzzo Rbk	350	daN/cm ²
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls f_{ctm} =	28,89	daN/cm ²
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls f_{ck} =	24,27	daN/cm ²
	Coeff.di omogeneizzazione=	15	

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

Condizione di carico **permanente**

Condizioni ambientali **moderatamente** aggressive

Armature **poco** sensibili

Valore nominale di apertura: w 0,2 mm

Sollecitazioni:	Sforzo normale:	N	0	daN
	Momento flettente:	M	37130	daN m

Verifiche:**Calcolo della distanza media tra le fessure:**

Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,220
Larghezza efficace:	beff.	80,00 cm
Altezza efficace:	deff.	19,50 cm
Area efficace:	Ac.eff.	1560,00 cm ²
Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	18,85 cm ²
Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,012
Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	27,34 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

Tensione dell'acciaio:	σ_s	1350,45 daN/cm ²
Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	3998,76 daN/cm ²
Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1
Carichi di lunga durata(Y/N)?	n	
Coeff. durata carichi:	β_2	1
Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0002572

Calcolo ampiezza delle fessure:

Coefficiente di riduzione:	w _k	0,120 mm
Ampiezza ridotta:	c _{min/c}	0,89
	w _{rid.}	0,106 mm

VERIFICATOCombinazione frequente w₂=0,3 mm passo 144 mmM_{e,v}= 282,64 kNmM_{e,o}=668.30 kNm**Dati geometrici:**

Altezza sezione:	H	160	cm	
Larghezza sezione:	B	80	cm	
Spaziatura orizzontale barre:	s	14,40	cm	<14fi OK
Spaziatura verticale barre:	S	0,00	cm	<14fi OK
Copertura ferro:	c	4,00	cm	>2cm OK
Copertura ferro di normativa:	c _{min}	4,00	cm	per travi

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	5	18,85	6 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	0	0,00	ϕ
4	0	0,00	ϕ
5	0	0,00	ϕ
6	0	0,00	ϕ
7	0	0,00	ϕ
8	0	0,00	ϕ
9	0	0,00	ϕ
10	155	18,85	6 ϕ 20

Materiale:

	Acciaio FeB	45	k
	Calcestruzzo R _b k	350	daN/cm ²
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls f _{ctm} =	28,89	daN/cm ²
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls f _{ck} =	24,27	daN/cm ²
	Coeff.di omogeneizzazione=	15	

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

Condizione di carico frequente

Condizioni ambientali **moderatamente** aggressive
Armature **poco** sensibili

Sollecitazioni:	Valore nominale di apertura:	w	0,3	mm
	Sforzo normale:	N	0	daN
	Momento flettente:	M	66830	daN m

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:

Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,220
Larghezza efficace:	beff.	80,00 cm
Altezza efficace:	deff.	19,00 cm
Area efficace:	Ac.eff.	1520,00 cm ²
Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	18,85 cm ²
Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,012
Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	25,09 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

Tensione dell'acciaio:	σ_s	2420,72	daN/cm ²
Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	3987,92	daN/cm ²
Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1	
Carichi di lunga durata(Y/N)?	N		
Coeff. durata carichi:	β_2	1	
Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0004611	
Calcolo ampiezza delle fessure:	w _k	0,197	mm
Coefficiente di riduzione:	c _{min/c}	1,00	
Ampiezza ridotta:	w _{rid.}	0,197	mm

VERIFICATO

Sollecitazioni nel muretto paraghiaia

Combinazione: Spinta terreno+spinta sovraccarico+carico Q1k+frenata Q1k

N_d=95,34 kN/m

T_d=80,90 kN/m

M_d= 58,44 kNm/m

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paraghiaia ponte Villa Curta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Muretto paraghiaia ponte Rodano Villa Curta

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,92	4
2	7,92	26

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 95,34 kN
M_{xEd} 58,44 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

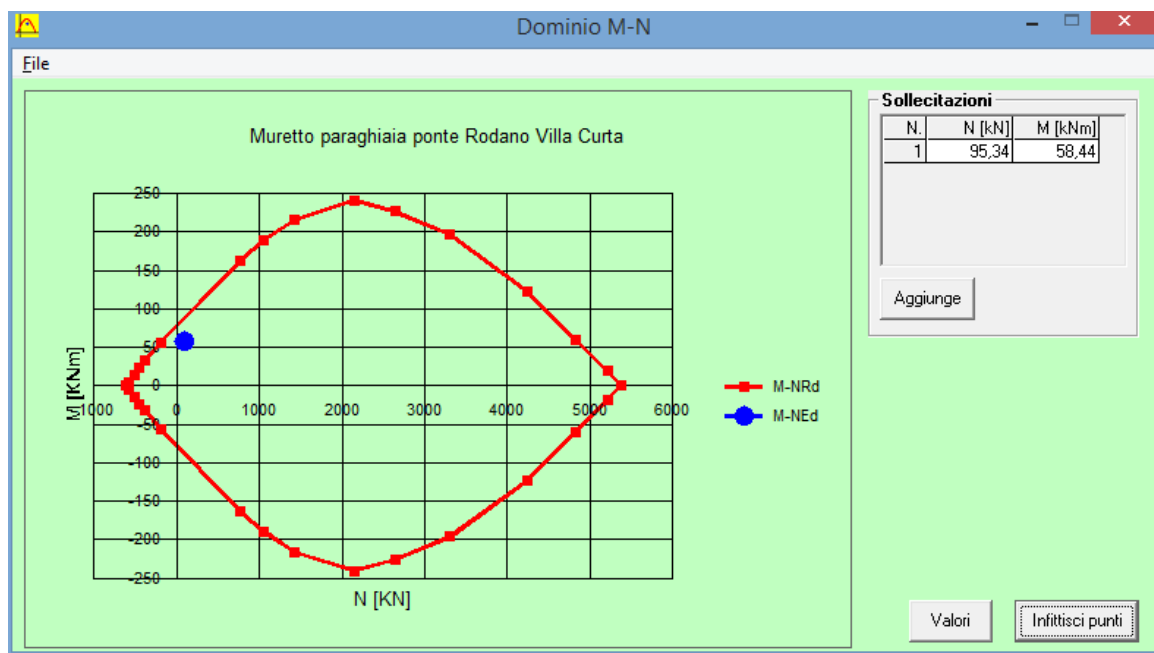
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Devia

Materiali:
B450C **C28/35**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 90,25 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 21,69 ‰
d 26 cm
x 3,613 x/d 0,1389
 δ 0,7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso



$T_d = 80,90 \text{ kN/m} < V_{rd} = 126,13 \text{ kN/m}$ (senza specifica armatura a taglio)

Verifica a fessurazione

Combinazione quasi permanente $w_l = 0,2 \text{ mm}$ passo 150 mm

$M_{e,o} = 10,238 \text{ kNm}$

Dati

Altezza sezione:

H

30 cm

geometrici:

Larghezza sezione	B	100	cm	
Spaziatura orizzontale barre:	s	19,00	cm	diminuire s
Spaziatura verticale barre:	S	0,00	cm	<14fi OK
Copertura ferro:	c	4,90	cm	>2cm OK
Copertura ferro di normativa:	cmin	4,00	cm	per travi

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4,5	7,92	7 ϕ 12
2	0	0,00	ϕ
3	0	0,00	ϕ
4	0	0,00	ϕ
5	0	0,00	ϕ
6	0	0,00	ϕ
7	0	0,00	ϕ
8	0	0,00	ϕ
9	0	0,00	ϕ
10	24,5	7,92	7 ϕ 12

Materiale:

Acciaio FeB	45	k
Calcestruzzo Rbk	350	daN/cm ²
Resistenza a trazione del cls fctm=	28,89	daN/cm ²
Resistenza a trazione del cls fck=	24,27	daN/cm ²
Coeff.di omogeneizzazione=	15	

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

Condizione di carico	permanente
Condizioni ambientali	moderatamente aggressive
Armature	poco sensibili
Valore nominale di apertura:	w 0,2 mm

Sollecitazioni:

Sforzo normale:	N	0	daN
Momento flettente:	M	1024	daN m

Verifiche:**Calcolo della distanza media tra le fessure:**

Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,188
Larghezza efficace:	beff.	100,00 cm
Altezza efficace:	deff.	7,52 cm
Area efficace:	Ac.eff.	751,83 cm ²
Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	7,92 cm ²
Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,011
Distanza media tra le fessure:	Srm	22,15 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

Tensione dell'acciaio:	σ_s	584,13	daN/cm ²
Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	2726,81	daN/cm ²

Coeff. rappresentativo aderenza: β_1 1
 Carichi di lunga durata(Y/N)? n
 Coeff. durata carichi: β_2 1
 Deformazione unitaria media: ϵ_{sm} 0,0001113

Calcolo ampiezza delle fessure: wk 0,042 mm
 Coefficiente di riduzione: c_{min}/c 0,82
 Ampiezza ridotta: $w_{rid.}$ **0,034** mm

VERIFICATO

Combinazione frequente $w_1=0,3$ mm passo 150 mm
 $M_{e,0}= 31,78$ kNm

Dati

geometrici:

Altezza sezione: H 30 cm
 Larghezza sezione B 100 cm

Spaziatura orizzontale barre: s 19,00 cm
 Spaziatura verticale barre: S 0,00 cm
 Copertura ferro: c 4,90 cm
 Copertura ferro di normativa: c_{min} 4,00 cm

diminuire
 s
 <14fi OK
 >2cm OK
 per travi

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4,5	7,92	7 ϕ 12
2	0	0,00	ϕ
3	0	0,00	ϕ
4	0	0,00	ϕ
5	0	0,00	ϕ
6	0	0,00	ϕ
7	0	0,00	ϕ
8	0	0,00	ϕ
9	0	0,00	ϕ
10	24,5	7,92	7 ϕ 12

Materiale:

Acciaio FeB 45 k
 Calcestruzzo Rbk 350 daN/cm²
 Resistenza a trazione del cls $f_{ctm}= 28,89$ daN/cm²
 Resistenza a trazione del cls $f_{ck}= 24,27$ daN/cm²
 Coeff.di omogeneizzazione= 15

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

Condizione di carico frequente
 Condizioni ambientali moderatamente aggressive
 Armature poco sensibili
 Valore nominale di apertura: w 0,3 mm

Sollecitazioni:

Sforzo normale: N 0 daN
 Momento flettente: M 3178 daN m

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:
 Barre ad aderenza migliorata(Y/N)? y

Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,188
Larghezza efficace:	b _{eff.}	100,00 cm
Altezza efficace:	d _{eff.}	7,52 cm
Area efficace:	Ac _{eff.}	751,83 cm ²
Area acciaio posta in Ac _{eff.} :	A _s	7,92 cm ²
Percentuale di armatura efficace:	ρ _r	0,011
Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	22,15 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

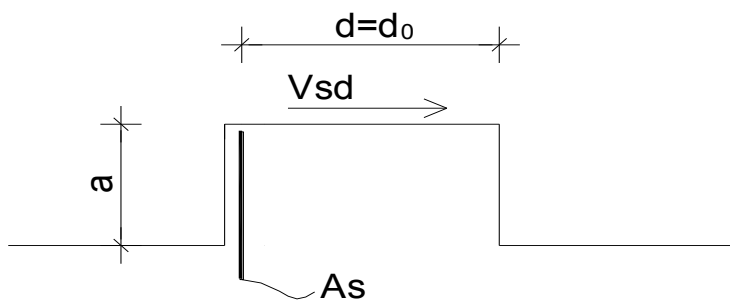
Tensione dell'acciaio:	σ _s	1812,84 daN/cm ²
Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ _{sr}	2726,81 daN/cm ²
Coeff. rappresentativo aderenza:	β ₁	1
Carichi di lunga durata(Y/N)?	n	
Coeff. durata carichi:	β ₂	1
Deformazione unitaria media:	ε _{sm}	0,0003453

Calcolo ampiezza delle fessure:	w _k	0,130 mm
Coefficiente di riduzione:	c _{min/c}	0,82
Ampiezza ridotta:	w _{rid.}	0,106 mm

VERIFICATO

Verifica del baggiolo

CALCOLO BAGGIOLI



Per la verifica si assume uno schema statico come quello di figura: si considera la azione orizzontale trasmessa dal dispositivo di appoggio applicata all'estradosso del baggiolo e si verifica quest'ultimo come mensola tozza. Si applicano allo scopo le Istruzioni C.N.R 10037/86 . Conservativamente, la azione verticale non viene considerata.

Si considera la azione orizzontale massima sugli appoggi. Tale valore viene attinto dal caso do carico relativo al vento in direzione y ed è circa uguale alla spinta del sisma agente in direzione longitudinale e trasversale: data la simmetria nella geometria e nella disposizione dell'armatura e la non contemporaneità dell'azione sismica nelle due direzioni, è sufficiente la verifica per sisma agente in una sola direzione.

La verifica viene svolta sul baggiolo da realizzare sulle spalle preesistenti.

Nell'ottica di una verifica agli stati limite si moltiplica il suddetto valore per il coefficiente di combinazione 1,5.

La azione orizzontale massima sul baggiolo è:

$$V_s = H_{l,app} = H_{t,app} = 41 \quad \text{kN}$$

$$V_{sd} = 1,5 * V_s = 61,5 \quad \text{kN}$$

$$H_{sd} = 0 \quad \text{kN}$$

$$b = 0,5 \quad \text{m}$$

$$d_0 = 0,5 \quad \text{m}$$

$$d = 0,5 \quad \text{m}$$

$$a = 0,4 \quad \text{m}$$

$$\lambda_v = a/d = 0,8$$

$$f_{yd} = 391,3 \quad \text{N/mm}^2 \quad [\text{B450C}]$$

$$f_{cd} = 15,87 \quad \text{N/mm}^2 \quad [\text{C45/55}]$$

$$f_{ctd} = 1,29 \quad \text{N/mm}^2 \quad [\text{C45/55}]$$

$$v_{cd} = 0,246 \quad \text{N/mm}^2$$

$$K = 1,376$$

$$(x/d)_{lim} = 0,658$$

1) traliccio isostatico

calcolo β_{min}

$$\beta_{min} = 1,24 \quad \text{rad}$$

$$= 71,26^\circ$$

calcolo β

$$\beta = \arctan \left[\frac{1,7 + (2,89 - 4K (K - 1,7 \lambda_v))^{0,5}}{2K} \right]$$

$$= 0,89 \quad \text{rad}$$

$$= 50,84 \quad > \quad \beta_{min}$$

$$x / d = 2,5 * (1 - a/d * \tan\beta) = 0,047$$

VERIFICA SODDISF.

sollecitazioni di calcolo

$$N_{sSd} = V_{sd} / \tan\beta + H_{sd} = 21,12 \quad \text{kN}$$

$$N_{cSd} = V_{sd} / \sin\beta = 65,03 \text{ kN}$$

resistenze di calcolo

Si considera la seguente armatura
:

ARMATURA A_{s1}

$$\begin{aligned} n^\circ \text{ barre} &= 2 \\ \Phi &= 14 \text{ mm} \\ A_{s1} &= 307,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{sRd} &= A_{s1} * f_{yd} = 120,41 \text{ kN} \\ N_{cRd} &= 0,80 * b * x * f_{cd} * \cos\beta = 93,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

verifica:

$$\begin{aligned} N_{sRd} &= 120,41 \text{ kN} > N_{sSd} = 21,12 \text{ kN} \\ N_{cRd} &= 93,35 \text{ kN} > N_{cSd} = 65,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

VERIFICA SODDISFATTA

2) meccanismo taglio resistente

L'armatura complementare disposta è data da:

$$\begin{aligned} n^\circ \text{ barre} &= 2 \\ \Phi &= 14 \text{ mm} \end{aligned}$$

per un'area
complessiva:

$$A_v = 307,72 \text{ mm}^2$$

Quindi:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= c * A_v * f_{yd} / 1,2 = 120,41 \text{ kN} & c=1,2 \\ V_{Sd} &= 61,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Poiché:

$$V_{Rd} \geq V_{Sd}$$

VERIFICA SODDISFATTA

3) verifica a fessurazione

La verifica si effettua considerando il minimo carico verticale di compressione del baggiolo pari a

$$V_{\min} = -217,5 \text{ kN}$$

e lo sforzo di taglio

$$V_{sd} = 1,5 * V_s = 61,5 \text{ kN}$$

Le tensioni medie risultano

$$\sigma = -0,870 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 0,246 \text{ N/mm}^2$$

$$0,16 \text{ trazione} < f_{ctd} = 1,77 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni ideali principali risultano $\sigma_{1,2} = 0,45\sigma \pm 0,55(\sigma^2 + 4\tau^2)^{0,5} =$

-0,94 compressione

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE ISOLATORI SISMICI ELASTOMERICI

Vmax SLC - sisma (kN)	268
Vmin SLC - sisma (kN)	149
Vmax SLU statico (kN)	1430
H _L carico orizzontale long. max statico SLU (kN)	180
H _L carico orizzontale trasv. max statico SLU (kN)	62
spostamento max sismico SLC (+/- mm)	112,8
spostamento termico SLU (+/- mm)	6,8
Rigidezza isolatore scelto (kN/mm)	0,54
Rigidezza sistema isolato K (kN/m)	2160
Peso Massa sismica M (kN)	870
Periodo sistema isolato (sec) = $2 \pi (M/K)^{0,5}$	1,27
Ordinata spettro elastico SLC $Se = agxSx\eta xFov(Tc/T)$	0,23
Forza sismica complessiva applicata al sistema di isolamento allo SLC (kN) = $MxSe$	203,10
Forza sismica applicata al singolo isolatore allo SLC (kN)	50,78
Deformazione dovuta alle azioni non sismiche (mm)	66,5
Deformazione dovuta al sisma (mm)	91,0
Ordinata spettro elastico SLV $Se = agxSx\eta xFovx(Tc/T)$	0,19

Forza sismica complessiva applicata al sistema di isolamento allo SLV(kN) =MxSe	163,78
Forza sismica applicata al singolo isolatore allo SLV (kN)	40,94

	Tipo FIP	SI-S	300/52
1 – Proprietà dell'isolatore			
Le caratteristiche geometriche sono le seguenti:			
D Diametro dell'isolatore			300 mm
D' Diametro dei lamierini di rinforzo			290 mm
A' Area effettiva isolatore			66019 mmq
t _s Spessore dei lamierini di rinforzo			6 mm
t _r Spessore degli strati di gomma			10 mm
n _r Numero degli strati di gomma			5
T _q Altezza totale sola gomma			52 mm
T _b Altezza totale dell'isolatore			106 mm
G Modulo di taglio gomma			0,40 N/mmq

2 – Forze e spostamenti di progetto

a) Stato limite ultimo, condizioni statiche

N _{Sd,max} Carico verticale Massimo in condizioni statiche	1430,00 kN
d _{Sd} Spostamento statico totale	70,00 mm
α _{x,d} Rotazione attorno all'asse x	0,000
α _{y,d} Rotazione attorno all'asse y	0,000

b) Stato limite ultimo, condizioni sismiche

N _{Ed,max} Massimo carico verticale sismico	268,00 kN
N _{Ed,min} Minimo carico verticale sismico	149,00 kN
d _{Ed,x} Spostamento longitudinale sismico	81 mm
d _{Ed,y} Spostamento trasversale sismico	27 mm
d _{Ed} Spostamento sismico totale	85 mm
d _{max} Spostamento amplificato	128 mm
H _{max} Carico orizzontale in corrispondenza di d _{max}	40,94 kN

3 – Verifiche dell'isolatore

3.1 – STATO LIMITE ULTIMO, CONDIZIONE STATICA (EN1337 – 3; 5.3.3)

3.1.1 – Fattore di forma, rigidità e modulo di compressibilità (EN1337 – 3; 5.3.3.1)

Il fattore di forma è il rapporto tra l'area effettiva dell'isolatore e la superficie laterale non caricata degli strati di gomma:

$$S = D' / (4 t_r) \quad \mathbf{7,25}$$

Il fattore di forma secondario è il rapporto tra rapporto tra D' e lo spessore totale t_e degli strati di elastomero, ossia

$$S_2 = D/T_q \quad \mathbf{5,576923}$$

La rigidità orizzontale è calcolata come segue (prEN15129; annex F.3.3.2):

$$K_r = G \cdot A / T_q \quad \mathbf{0,54}$$

Il modulo di compressibilità è calcolato come segue:

$$E'_c = 3 G (1 + 2S_2) \quad 14,58$$

3.1.2 – Area ridotta e deformazione dovuta al carico verticale (EN1337-3; 5.3.3.2)

a) L'area effettiva ridotta dovuta all'effetto dei carichi è calcolata come:

$$A_r = A (1 - d_{sd} / D') \quad 36863 \text{ mm}^2$$

dove d_{sd} = massimo spostamento orizzontale

b) La deformazione dovuta al carico verticale è calcolata come:

$$\varepsilon_{c,S} = 1.5 F_{Sd,max} / (G \cdot A_r \cdot S) \quad 0,0201$$

3.1.3 – Verifica delle deformazioni

a) La deformazione massima dovuta allo spostamento deve essere minore di 1.0 (EN1337-3; 5.3.3.3):

$$\varepsilon_{q,S} = d_{sd} / T_q < 1.0 \quad 0,52 \text{ OK}$$

b) La deformazione dovuta alla rotazione viene calcolata come (EN1337-3; 5.3.3.4):

$$\varepsilon_{r,S} = (D'^2 \alpha_{x,d} + D'^2 \alpha_{y,d}) t_r / (2 \sum(t_{r3})) \quad 0,00$$

c) La deformazione totale $\varepsilon_{t,d}$ dell'isolatore è calcolata come (EN1337-3; 5.3.3):

$$\varepsilon_{t,d} = K_L (\varepsilon_{c,S} + \varepsilon_{q,S} + \varepsilon_{\alpha\rho,d}) < 7.0 \quad 0,52 \text{ OK}$$

con $K_L=1.0$.

3.1.4 – Verifica dei lamierini di rinforzo (EN1337-3; 5.3.3.5)

Lo spessore minimo dei lamierini di rinforzo è dato da:

$$t_s = (K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y) \quad 1,11 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

con

$\gamma_m=1.0$ coefficiente parziale di sicurezza

$K_p=1.0$ fattore di correzione

t_1, t_2 spessore degli strati di gomma sulle due superfici del lamierino

f_y tensione di snervamento dell'acciaio

3.1.5 – Verifica di stabilità (EN1337-3; 5.3.3.6)

La pressione sulla gomma sull'area ridotta deve risultare minore dello sforzo critico:

$$N_{Sd,max} / A_r < 2 \cdot D' \cdot G \cdot S / (3T_q) \quad 38,79 < 10,78 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

3.1.6 – Limite alla rotazione (EN1337-3; 5.3.3.6)

Il limite alla rotazione risulta soddisfatto quando è valida la seguente:

$$v_c - (D' \alpha_d) / K_{r,d} \geq 0 \quad 102 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

dove

α_d rotazione totale

$K_{r,d} = 3.0$ fattore di rotazione

v_c abbassamento totale dovuto al carico verticale

L'abbassamento totale è pari alla somma degli abbassamenti dei singoli strati ed è dato dall'espressione (EN 1337 5.3.3.7):

$$v_c = S ((F_z \cdot t_i) / A') (1 / (5 \cdot G \cdot S_2) + 1 / E_b) \quad 102 \text{ mm}$$

con $E_b=2000$ MPa modulo di Bulk

3.2 - STATO LIMITE ULTIMO, CONDIZIONE SISMICA (prEN15129; 8.2.3)

3.2.1 – Fattore di forma, modulo di compressibilità e area effettiva ridotta

Il fattore di forma S , il modulo di compressibilità E'_c e l'area ridotta A_r sono i medesimi calcolati ai paragrafi 3.1.1 and 3.1.2.

3.2.2 – Verifica delle deformazioni

a) La deformazione dovuta al carico verticale è calcolata come (prEN15129; 8.2.3.3.2):

$$\varepsilon_{c,E} = 6 \cdot S \cdot N_{Ed,max} / (E'_c \cdot A_r) \quad \mathbf{0,02}$$

b) La deformazione dovuta allo spostamento sismico deve risultare minore di 2.5 (prEN15129; 8.2.3.3.3):

$$\varepsilon_{q,E} = d_{Ed} / T_q < 2.5 \quad \mathbf{2,46 \text{ OK}}$$

Lo spostamento sismico è pari alla somma dello spostamento dovuto al sisma, di quello dovuto agli effetti irreversibili (ritiro e viscosità) e al 50% degli effetti termici.

c) La deformazione totale è calcolata come (prEN15129; 8.2.3.4.2):

$$\varepsilon_{t,d} = K_L (\varepsilon_{c,E} + \varepsilon_{q,max} + \varepsilon_{r,d}) < 7.0 \quad \mathbf{2,49 \text{ OK}}$$

con

$\varepsilon_{q,max}$ deformazione totale dovuta allo spostamento sismico d_{max}

d_{max} spostamento sismico d_{Ed} amplificato del coefficiente di affidabilità γ_x (=1.5 per i ponti, =1.2 per gli edifici)

$\varepsilon_{r,d}$ deformazione totale dovuta alla rotazione e definita nel paragrafo 3.1.3; deve essere assunta una rotazione minima pari a 0.003 rad attorno a entrambi gli assi ortogonali

K_L fattore di carico da assumere pari a 1

3.2.3 – Verifica dei lamierini di rinforzo (prEN15129; 8.2.3.4.3)

Rimane valida la formula che definisce lo spessore minimo dei lamierini di rinforzo data nel paragrafo 3.1.4; l'area ridotta A_r rimane quella determinata dai soli spostamenti non sismici mentre il fattore K_p assume valore 1.3.

$$t_s = (K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m) / (A_r \cdot f_y) \quad \mathbf{0,12 \text{ mm} \quad \text{OK}}$$

3.2.4 – Verifica di stabilità (prEN15129; 8.2.3.4.4)

La verifica di stabilità riguarda il confronto fra il carico verticale massimo in condizioni sismiche $N_{Ed,max}$ e il carico critico dell'isolatore P_{cr} .

Il carico critico è calcolato come (prEN15129; 8.2.3.3.4):

$$P_{cr} = (\lambda \cdot G \cdot A_r \cdot D' \cdot S) / T_q \quad \mathbf{1174495 \text{ N}}$$

con $\lambda = 1.1$ per isolatori circolari.

a) Per $P_{cr} / 2 \geq N_{Ed,max} \geq P_{cr} / 4$ deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$1 - (2 N_{Ed,max}) / P_{cr} \geq 0.7 \delta \quad (\text{non applicabile})$$

con $\delta = d_{Ed} / D'$

b) Per $N_{Ed,max} < P_{cr} / 4$ deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\delta \leq 0.7 \quad \mathbf{0,29 \text{ OK}}$$

c) Per $N_{Ed,max} > P_{cr} / 2$ deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$N_{Ed,max} < P_{cr} \quad (\text{non applicabile})$$

3.2.5 – Verifica a ribaltamento (prEN15129; 8.2.3.4.5)

Se il vincolo con la sovrastruttura è realizzato tramite perno, la verifica a ribaltamento è la seguente:

$$d_{Ed} \leq (1 / \gamma_R) (N_{Ed,min} \cdot D') / (K_r \cdot T_b + N_{Ed,min})$$

163 mm OK

con

$N_{Ed,min}$ carico verticale minimo in condizioni sismiche

$$\gamma_R = 1.5$$

Reggio Emilia, 10 Gennaio 2020

**Il Progettista
Ing. Salvatore Vera**

