Comune di Santa Maria Coghinas

Provincia di Sassari

OGGETTO: **REALIZZAZIONE DI UN PALAZZETTO DELLO SPORT PRESSO LA CITTADELLA SPORTIVA CUP I41B21001400004.**

Progetto Esecutivo

COMMITTENTE: **COMUNE DI SANTA MARIA COGHINAS- UT -**

PROGETTISTI: **ING. ROBERTO GARAU**

DIRETTORE LAVORI: **ING. ROBERTO GARAU**

TAVOLA

A.2

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURA

scala	protocollo	revisione	data
	PLZ_01	00	02/02/2024

Comune di Santa Maria Coghinas - Sindaco Pietro Carbini -

Piazza Aldo Moro n. 02
07039 SANTA MARIA COGHINAS (SS)
Tel: 0795851421
e-mail: protocollo@comunesmcoghinas

RELAZIONE DI CALCOLO

Opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Proprietario: **COMUNE DI SANTA MARIA COGHINAS**

Ubicazione: Comune di **SANTA MARIA OGHINAS (SS).**

La presente relazione di calcolo costituisce predimensionamento al solo fine di valutarne la quantificazione economica di stima. Pertanto si intende da revisionare, modellare e sottoporre alla validazione della DL sulla base degli elementi prefabbricati disponibili per tipologia, geometria e caratteristiche meccaniche di resistenza del produttore aggiudicatario. Onere a carico dell'aggiudicatario.

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 e circ. n. 11951 del 14/02/1974 (Legge quadro).
Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (Prescrizioni per le zone sismiche).
D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).
Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN (per quanto non espressamente specificato e conforme con la normativa nazionale).
Non si applicano in ogni caso regole in contrasto con la Scienza e la Tecnica delle Costruzioni.

Tipo di struttura: in conglomerato cementizio armato normale e precompresso, prefabbricata in stabilimento e quindi montata e completata in opera; composta da manufatti non prodotti in serie, ma progettati e dimensionati appositamente per il caso specifico.

Tipo di costruzione: 2. Vita nominale dell'opera: 50 anni.

Azioni naturali
Neve: zona III, as = 2 m s.l.m., qsk = 600 N/mq = 61 kg/mq.
Vento: zona 6, as = 2 m s.l.m., vb = 28.0 m/s, qb = 490 N/mq, classe rugosità terreno: C, distanza costa = 1 km, categoria di esposizione: II, altezza costruzione z = 10.0 m, coeff. di topografia = 1.0, coeff. esp. medio = 2.08, qb x ce =1020 N/mq =104 kg/mq.
Sisma: zona sismica = 4, categoria suolo: C, coeff. ampl. topografica St = 1.00, classe d'uso: II, Cu = 1.00, periodo di riferimento Vr = 50 anni, parametri sismici:

S.L.	Tr (anni)	ag (g)	Fo	Tc* (s)
SLD	50	0.060	2.500	0.250
SLV	475	0.150	2.500	0.250

parametri degli spettri di risposta orizzontali:

S.L.	Ss	Cc	S	ag S (g)	Tb (s)	Tc (s)	Td (s)
SLD	1.500	1.659	1.500	0.090	0.14	0.41	1.84
SLV	1.475	1.659	1.475	0.221	0.14	0.41	2.20

[S,ag,Fo,Tb,Tc,Td,V/D,psi_n,O/D = 1.475,0.150,2.500,0.14,0.41,2.20,2.46,0.00,0.000]
NB: gli elementi strutturali di altre forniture, secondari, non strutturali, gli impianti, ecc., devono essere adeguati alle accelerazioni, alle sollecitazioni ed agli spostamenti calcolati.

Metodo di verifica: semi-probabilistico agli stati limite.

Se non diversamente specificato, tutti i carichi permanenti si intendono ben definiti.

Rapporti limite per l'acciaio da c.a.: All. ≥ 7.5 %, 1.15 ≤ (ft/fy)k < 1.35, (fy/fy,nom)k ≤ 1.25.

Quantità indicative di cemento per metro cubo di calcestruzzo:

	cons. plastica (slump 7 cm)			cons. fluida (slump 13 cm)		
Rck (MPa)	cem. 325 (kg/mc)	cem. 425 (kg/mc)	cem. 525 (kg/mc)	cem. 325 (kg/mc)	cem. 425 (kg/mc)	cem. 525 (kg/mc)
25	300	250	===	350	300	===
30	350	300	250	400	350	300
35	400	350	300	450	400	350
40	===	400	350	===	450	400
45	===	===	400	===	===	450

Per resistenze superiori sono necessarie prove specifiche.
Copriferro minimo (salvo dove specificatamente indicato):
ambienti normali: 0.8 cm per solette, setti e pareti, 2.0 cm per travi e pilastri;
ambienti aggressivi: 2.0 cm per solette, setti e pareti, 4.0 cm per travi e pilastri.
Ricoprire le testate dei trefoli delle armature pre-tese.
Spazio minimo tra le barre: il massimo tra 2.0 cm e il diametro delle barre.
Quantità indicativa di cemento per metro cubo di malta: 400 kg.
Leganti, inerti, acqua, armature, e impasti secondo D.M. 17/01/2018.

relazione geologica-geotecnica dott, Pani

PLINTI

Tolleranze di produzione:
- 20 mm per tutte le dimensioni.

I plinti vanno trasportati con il bicchiere rivolto verso l'alto. Possono essere accatastati l'uno sull'altro fino al massimo di tre con una eccentricità massima di posizionamento tra un elemento ed il successivo di 1.0 cm.
La posa in opera avviene su una platea di calcestruzzo delle dimensioni e con le armature specificate nei calcoli. La superficie superiore della platea deve essere piana ed orizzontale (massima pendenza ammessa: 0.50 %). Sulla platea viene steso uno strato di malta di cemento dello spessore non superiore a 1.0 cm e su di esso viene posto il plinto.
Tolleranze di montaggio:
- verticale: 1/300 dell'altezza del pilastro, con un massimo di 2.0 cm;
- orizzontale in ogni direzione: come al punto precedente;
- inclinazione in ogni direzione rispetto alla verticale: 1/200;
- rotazione attorno all'asse verticale: 1/100.

Posizionato il plinto, si può procedere all'eventuale getto superiore di fissaggio. Il plinto non deve essere caricato finché la malta e i getti non hanno raggiunto la resistenza prevista.

PILASTRI

Tolleranze di produzione:
- lunghezza: 1/800 della lunghezza e non meno di 25 mm;
- sezione: 10 mm;
- posizione armatura: 15 mm.

I pilastri vanno trasportati e accatastati orizzontalmente, su appoggi ad una distanza massima di 3.0 m e con sbalzi non superiori a 1.00 m. E' possibile accatastarli uno sull'altro fino ad un massimo di cinque, purché gli appoggi di ogni pilastro superiore siano sempre in corrispondenza verticale con gli appoggi del primo pilastro.
Prima della posa in opera deve essere steso sul fondo del plinto uno strato di malta di cemento di spessore non superiore a 0.5 cm, oppure i pilastri devono avere smussi alla base.
Tolleranze di montaggio:
- verticale: 1/300 dell'altezza del pilastro con un massimo di 2.0 cm;
- orizzontale sia alla base che in sommità: 1/300 dell'altezza del pilastro con un massimo di 2.0 cm;
- inclinazione: 1/300, con un massimo di eccentricità tra le sezioni inferiore e superiore di 1.5 cm;
- rotazione attorno all'asse verticale: 1/200.

Posizionato il pilastro si può procedere al getto di fissaggio nel plinto con calcestruzzo a ritiro compensato della stessa resistenza di quello del plinto.
Il pilastro non può essere caricato finché tale getto non raggiunge la resistenza prevista.

TRAVI

Tolleranze di produzione:
- lunghezza: 1/800 della lunghezza e non meno di 25 mm;
- sezione: 10 mm;
- posizione armatura: 15 mm.

Le travi vanno trasportate e accatastate orizzontalmente, su appoggi posti in corrispondenza di quelli definitivi. Ulteriori punti di sostegno che si rendessero necessari per la stabilità devono essere costituiti da materiale opportunamente cedevole, affinché le loro reazioni non provochino sollecitazioni non previste. Nel caso di travi prismatiche, è possibile sovrapporne fino a cinque, curando che gli appoggi di quelle superiori siano sempre in corrispondenza verticale con quelli della prima trave. Le capriate (e in generale tutte le travi con una dimensione in sezione prevalente rispetto all'altra) non devono mai essere ruotate attorno all'asse longitudinale.
Il sollevamento delle travi deve avvenire con funi ancorate agli appositi ganci previsti all'estradosso. Se sono presenti due soli ganci il sollevamento va fatto con due funi, ciascuna con lunghezza minima pari a una volta e mezza la distanza tra i ganci. Se sono presenti quattro ganci, si devono collegare i due ganci di ogni coppia con un'unica fune di lunghezza non inferiore a tre volte la distanza tra i ganci. Si ottengono in tal modo due cappi, che si possono considerare come due ganci, e si procede quindi come nel caso precedente. Il collegamento tra le funi dei cappi e quelle superiori va realizzato con dispositivi (quali carrucole o altro) che consentano di avere la stessa tensione in ogni punto del cappio.
Le superfici di contatto tra trave e pilastro o muro devono essere complanari e orizzontali, a meno che non sia descritto diversamente in progetto. Sulla zona di appoggio della trave va steso uno strato di malta di cemento di spessore non superiore a 0.5 cm.
La lunghezza degli appoggi in opera non deve mai essere inferiore di quella prevista nei calcoli.
Tolleranze di montaggio:
- orizzontale trasversale: 1.0 cm;
- orizzontale longitudinale: 2.0 cm, con lunghezza dell'appoggio non inferiore a quella prevista;

- rotazione attorno all’asse longitudinale: 1/200.

La trave deve essere mantenuta in posizione durante il montaggio della copertura per mezzo di cunei in legno inseriti nelle sellette o con saldature alla struttura d’appoggio.

Il montaggio non deve avvenire in caso di vento.

Lo spazio nella sella dell’appoggio, tra la trave e le spallette del pilastro o del muro, va chiuso con muratura piena legata con malta di cemento.

COPPELLE

Tolleranze di produzione:

- lunghezza: 20 mm;
- sezione: 10 mm;
- posizione armatura: 5 mm.

Le coppelle vanno trasportate e accatastate orizzontalmente, su appoggi posti in corrispondenza di quelli definitivi. E’ possibile accatastarle una sull'altra fino a sei, purché gli appoggi degli elementi superiori siano sempre sulla verticale di quelli del primo elemento.

La lunghezza degli appoggi in opera non deve mai essere inferiore di quella prescritta nei calcoli.

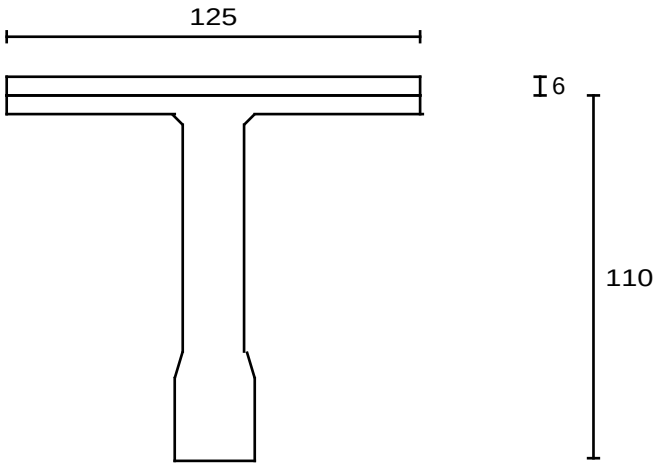
Prima dell’eventuale getto integrativo tutti gli elementi devono essere bagnati. La dimensione massima degli inerti non deve essere superiore a 15 mm. Durante il getto il calcestruzzo deve essere costipato e si deve procedere alla bagnatura nei giorni seguenti in funzione delle condizioni meteorologiche.

Le coppelle non possono essere caricate prima che il getto non abbia raggiunto la resistenza prevista in progetto.

COPPELLA prefabbricata in cemento armato precompresso.

TEGOLO TT-18-H110 3206

SEZIONE RESISTENTE



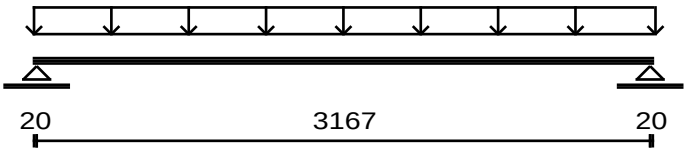
Caratteristiche trapezi (dal basso verso l'alto):
  h (cm): 25.0   8.0 68.5   3.0   0.0   5.5
  bi(cm): 24.0 24.0 18.0 18.0 24.0 125.0
  bf(cm): 24.0 18.0 18.0 24.0 125.0 125.0
Caratteristiche geometriche della sezione:
  A = 2751.5 cmq, hg = 63.779 cm, J = 3710520 cm4.
Larghezza equivalente superiore: 125 cm.
Larghezza equivalente inferiore: 24 cm.
Larghezza anima: 18 cm.

Getto superiore: hs = 6.0 cm, bs = 125.0 cm.
Caratteristiche geometriche della sezione totale omogenea:
  A = 3332.4 cmq, hg = 72.359 cm, J = 4874377 cm4.

MATERIALI

Acciaio non preteso: B 450 C per l'armatura,
                     Fe B 32 k (S 235) per i ganci di sollevamento.
Acciaio preteso: tref.0.6" (1.39 cmq), 2x0.6" (2.78 cmq), 3x0.6" (4.17 cmq),
  E = 2000000 kg/cmq, fp()k = 17000 kg/cmq, fptk = 19000 kg/cmq,
  caduta di tensione per rilassamento con tiro pari a 0.75 fptk: 5.2 %,
  di cui 1.3 % prima del taglio.
Calcestruzzo: Rckj = 400 kg/cmq, Rck = 500 kg/cmq,
  ritiro finale: -0.00030, coefficiente finale di viscosità: 2.30.
Calcestruzzo getto superiore: Rcks = 300 kg/cmq.

SCHEMA STATICO



Interasse appoggi: I = 3206 cm.
Larghezza della struttura d'appoggio: 49 cm.
Larghezza sezione per nervatura: b = 125 cm.
Larghezza lucernario: Luc = 0 cm.
Interasse travi: i = 125 cm.

CARICHI

Peso proprio: b x 550 kg/mq	= 687.5 kg/m
Getto superiore: bs x 150 kg/mq	= 187.5 kg/m
Sovraccarico permanente: i x 50 kg/mq	= 62.5 kg/m
Sovraccarico accidentale: i x 50 kg/mq	= 62.5 kg/m
Neve: i x μ x 61 kg/mq	= 61.0 kg/m

(μ = 0.800: coefficiente di forma della copertura.)
Vento verso il basso, costr. chiusa: i x 104 kg/mq x Co x 0 = 0.0 kg/m
Vento verso l'alto, costr. chiusa: i x 104 kg/mq x -.4 = -51.9 kg/m
Vento verso il basso, costr. aperta: i x 104 kg/mq x Co x .8 = 62.4 kg/m
Vento verso l'alto, costr. aperta: i x 104 kg/mq x -.6 = -77.9 kg/m
(Co = 0.60: coefficiente di combinazione con la neve.)
Coefficienti di sicurezza per il carico permanente, max/min: 1.30 / 1.00
Coefficienti di sicurezza per la precompressione, min/max: 0.90 / 1.20
Coefficienti di sicurezza per i carichi variabili, max/min: 1.50 / 0.00
Carico caratteristico massimo verso il basso: 1123.4 kg/m
Carico di calcolo iniziale, min/max: 687.5 / 1218.7 kg/m
Carico di calcolo in esercizio, min/max: 820.6 / 1497.6 kg/m
Zona sismica = 4, Categoria suolo = C, St = 1.00
ag = 0.150 g, Ss = 1.000, Tb = 0.050 s, Tc = 0.150 s, Td = 1.000 s, q = 1.50
Coeff. combinazione carico: accidentale 0.60 neve 0.00 vento 0.00
Massa sismica: 975.0 kg/m, Periodo vibr. vert.: T = k L^2 √(m/EJ) = 0.643 s
Fv = 1.307, Sv = 0.030 g, Azione sismica (SLV) = ± 29.7 kg/m
Carico sismico di calcolo (SLV), min/max: 945.3 / 1004.7 kg/m
Carico sismico di esercizio (SLD), min/max: 956.9 / 993.1 kg/m

VERIFICHE DELLA ZONA PRECOMPRESSA

Distanza del punto di momento massimo dall'appoggio di sinistra: 1583.5 cm.
Lunghezza zona con momento positivo: 3166.7 cm.

Armatura non pretesa superiore:
rete ø 5 / 20.0 cm a 2.0 cm dal bordo sup. + A,h,J = 0,0,0.
Totale: Asup = 1.178 cmq, h =108.000 cm, J = 0.000 cm4.
Armatura non pretesa nel getto superiore:
rete ø 5 / 20.0 cm a 2.0 cm dal bordo superiore.
Totale: Asup = 2.356 cmq, h =111.000 cm, J = 21.206 cm4.

Armatura pretesa:

Posizione	Sezione (cmq)	Altezza (cm)	Tensione di tiro (kg/cmq)	Forza di tiro (kg)
A	4.170	5.0	12800	53376
B	4.170	10.0	12800	53376
C	4.170	15.0	12800	53376
D	2.780	20.0	12800	35584

Caduta di tensione per rilassamento prima del taglio: 0.63 %.
Tensione nell'acciaio al taglio: 12719 kg/cmq.
Geometria armatura pretesa: A = 15.290 cmq, hg = 11.818 cm, J = 435.955 cm4.

Verifiche della sezione con momento massimo:
Fase 1 = taglio dei cavi ed applicazione del peso proprio;
Fase 1a= con peso proprio diminuito per effetto dinamico;
Fase 1b= con peso proprio aumentato per effetto dinamico;
Fase 1c= con peso proprio + peso del getto collaborante;
Fase 2 = carico permanente con calcestr. indurito (senza perdite);
Fase 3 = carico permanente con perdite avvenute;
Fase 3a= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale minimo;
Fase 3b= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale massimo;
Fase 4 = carico minimo di esercizio;
Fase 5 = carico massimo di esercizio;
Fase 6 = carico minimo sismico (se presente);
Fase 7 = carico massimo sismico (se presente);
Simboli:
E (kg/cmq): modulo di elasticità del calcestruzzo;
A (cmq) : area della sezione omogeneizzata;
hg (cm) : altezza baricentro;
J (cm4) : momento d'inerzia;
M (kgm) : momento flettente dovuto al carico;
Sa (kg/cmq): tensione nell'acciaio preteso;
Sci (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo inferiore;
Scs (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo superiore;
Mc (kgm) : momento sollecitante di calcolo (minimo per le fasi 1a, 4 e 6, massimo per le fasi 1b, 5 e 7);
Nc (kg) : sforzo normale di calcolo (massimo o minimo);
X (cm) : altezza zona compressa;
Ec (/1000) : deformazione calcestruzzo al lembo più compresso;
Ea (/1000) : deformazione acciaio oltre la decompressione;
Mr (kgm) : momento resistente di calcolo (deve essere Mr < Mc per le fasi

1a, 4 e 6 e Mr > Mc per le fasi 1b, 5 e 7).

Fase 1 : E = 360000, A = 2826.85, hg = 62.587, J = 3907689.
Fasi 2, 3, 4, 5, 6 e 7: E = 402492, A = 3403.07, hg = 71.393, J = 5110285.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	86181	12247	-88.9	-53.6	===	===	===	===	===	===
1a	73254	12154	-109.6	-37.9	73254	-233381	74.55	-3.50	===	33344
1b	99108	12340	-68.2	-69.2	128840	===	48.29	-3.50	3.62	213239
1c	109684	12416	-51.3	-82.1	142590	===	48.29	-3.50	3.62	213239
2	117519	12462	-40.3	-88.0	===	===	===	===	===	===
3	117519	11328	-20.8	-90.7	===	===	===	===	===	===
3a	116542	11323	-22.2	-90.0	===	===	===	===	===	===
3b	119849	11342	-17.6	-92.5	===	===	===	===	===	===
4	107754	11272	-34.5	-83.3	102871	-210438	50.20	-3.50	===	11408
5	140822	11463	11.7	-108.3	187730	===	26.63	-3.50	9.40	239566
6	119948	11343	-17.4	-92.5	118494	-210438	50.20	-3.50	===	11408
7	124492	11369	-11.1	-96.0	125945	===	26.63	-3.50	9.40	239566

Tensioni nel getto superiore collaborante:
Fase 3: -8.3 kg/cmq Fase 5: -24.1 kg/cmq Fase 7: -13.0 kg/cmq.

Perdita totale di tensione nell'acciaio (tra le fasi 2 e 3): -1133 kg/cmq.
La perdita è dovuta a:
- ritiro del calcestruzzo;
- fluage del calcestruzzo alla tensione intermedia tra quella iniziale e quella finale alla quota del baricentro dell'armatura;
- recupero elastico del calcestruzzo;
- rilassamento dell'acciaio ridotto in funzione delle perdite precedenti secondo la formula fornita dalla normativa italiana.

Verifica allo stato limite di formazione delle fessure
Nelle fasi 3, 3a e 3b la sezione è tutta compressa (s.l. decompressione).
Valore amm. della tensione di trazione per flessione (frattili inferiori):
iniziale: 25.99 kg/cmq; in esercizio: 30.16 kg/cmq.
Lo stato limite di formazione delle fessure è soddisfatto.

Verifica tensioni di esercizio nel conglomerato
Compr. sup. massima: 108.3 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 249.0 kg/cmq
Compr. inf. massima: 34.5 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 249.0 kg/cmq
Compr. sup. permanente: 0 ≤ 90.7 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 186.7 kg/cmq
Compr. inf. permanente: 0 ≤ 20.8 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 186.7 kg/cmq
Traz. inf. massima: 11.7 kg/cmq ≤ 0.03 fck = 12.4 kg/cmq
Compr. getto massima: 24.1 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 149.4 kg/cmq
Compr. getto permanente: 0 ≤ 8.3 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 112.0 kg/cmq

Verifica tensioni iniziali nel conglomerato
Compr. sup. massima: 69.2 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq
Compr. inf. massima: 109.6 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq

Verifica tensioni limite per l'acciaio pre-teso
Tensione di tiro: 12800 kg/cmq ≤ 0.90 fp()k = 15300 kg/cmq
Tensione finale permanente: 11328 kg/cmq ≤ 0.60 fptk = 11400 kg/cmq
Tensione finale massima: 11463 kg/cmq ≤ 0.66 fptk = 12540 kg/cmq

Verifica allo stato limite di deformazione
f = 5.50 / 384 q L^4 / (E J) = 5.50 / 48 M L^2 / (E J) =
= 5.50 / 48 (Sci - Scs) L^2 / E / h

Fase	1	2	3	4	5	6	7
f(cm)	0.89	3.05	6.56	6.01	7.86	6.69	6.95

Verifica delle zone intubate

Verifica a 1131 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	42211	11929	-159.3	-0.2	===	===	===	===	===	===
1a	35879	11884	-169.5	7.5	35879	-233381	74.55	-3.50	===	33344
1b	48543	11975	-149.2	-7.9	63105	===	47.38	-3.50	3.75	211715
1c	53723	12013	-140.9	-14.2	69840	===	47.38	-3.50	3.75	211715
2	57560	12035	-135.5	-17.1	===	===	===	===	===	===
3	57560	10171	-103.5	-21.5	===	===	===	===	===	===
4	52777	10143	-110.1	-17.9	50386	-195250	45.71	-3.50	===	7376
5	68974	10237	-87.5	-30.2	91949	===	17.10	-2.11	10.00	244665
6	58750	10178	-101.8	-22.4	58038	-195250	45.71	-3.50	===	7376
7	60975	10191	-98.7	-24.1	61688	===	17.10	-2.11	10.00	244665

Verifica nello stesso punto senza l'armatura in posizione B:
Geometria armatura pretesa: A = 11.120 cmq, hg = 12.500 cm, J = 417.000 cm4.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	42211	12228	-98.0	-14.8	===	===	===	===	===	===
1a	35879	12182	-108.3	-7.1	35879	-169731	51.05	-3.50	===	7730
1b	48543	12274	-87.6	-22.5	63105	===	25.21	-3.49	10.00	169102
1c	53723	12312	-79.2	-28.9	69840	===	25.21	-3.49	10.00	169102
2	57560	12334	-73.7	-31.8	===	===	===	===	===	===
3	57560	10928	-55.9	-34.2	===	===	===	===	===	===
4	52777	10900	-62.7	-30.5	50386	-149369	34.12	-3.50	===	-2720
5	68974	10995	-39.7	-42.8	91949	===	11.05	-1.28	10.00	178528
6	58750	10935	-54.3	-35.1	58038	-149369	34.12	-3.50	===	-2720
7	60975	10948	-51.1	-36.8	61688	===	11.05	-1.28	10.00	178528

Verifica a 1244 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	32977	12161	-113.0	-3.5	===	===	===	===	===	===
1a	28031	12125	-121.1	2.5	28031	-169731	51.05	-3.50	===	7730
1b	37924	12197	-105.0	-9.6	49301	===	25.21	-3.49	10.00	169102
1c	41971	12226	-98.3	-14.5	54562	===	25.21	-3.49	10.00	169102
2	44969	12244	-94.1	-16.8	===	===	===	===	===	===
3	44969	10677	-74.3	-19.5	===	===	===	===	===	===
4	41232	10656	-79.6	-16.6	39364	-146993	33.60	-3.50	===	-3067
5	53886	10729	-61.6	-26.2	71835	===	10.68	-1.23	10.00	179145
6	45898	10683	-73.0	-20.2	45342	-146993	33.60	-3.50	===	-3067
7	47637	10693	-70.5	-21.5	48193	===	10.68	-1.23	10.00	179145

Verifica nello stesso punto senza l'armatura in posizione C:
Geometria armatura pretesa: A = 6.950 cmq, hg = 11.000 cm, J = 375.300 cm4.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	32977	12443	-53.7	-15.5	===	===	===	===	===	===
1a	28031	12405	-61.9	-9.4	28031	-106082	30.67	-3.50	===	-3156
1b	37924	12480	-45.5	-21.5	49301	===	5.85	-0.63	10.00	111005
1c	41971	12511	-38.7	-26.5	54562	===	5.85	-0.63	10.00	111005
2	44969	12529	-34.4	-28.8	===	===	===	===	===	===
3	44969	11429	-25.4	-30.1	===	===	===	===	===	===
4	41232	11407	-30.8	-27.2	39364	-96392	22.39	-2.62	===	-6628
5	53886	11483	-12.6	-36.9	71835	===	8.75	-0.97	10.00	114580
6	45898	11435	-24.1	-30.8	45342	-96392	22.39	-2.62	===	-6628
7	47637	11445	-21.6	-32.1	48193	===	8.75	-0.97	10.00	114580

Verifica a 1357 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	22864	12366	-70.5	-3.1	===	===	===	===	===	===
1a	19435	12340	-76.1	1.1	19435	-106082	30.67	-3.50	===	-3156
1b	26294	12392	-64.8	-7.3	34182	===	5.85	-0.63	10.00	111005
1c	29100	12413	-60.1	-10.7	37830	===	5.85	-0.63	10.00	111005
2	31179	12426	-57.1	-12.3	===	===	===	===	===	===
3	31179	11135	-46.6	-13.8	===	===	===	===	===	===
4	28588	11119	-50.3	-11.8	27292	-94660	22.01	-2.56	===	-6745
5	37361	11173	-37.6	-18.5	49806	===	8.15	-0.90	10.00	115324
6	31823	11139	-45.6	-14.3	31437	-94660	22.01	-2.56	===	-6745
7	33028	11146	-43.9	-15.2	33414	===	8.15	-0.90	10.00	115324

Verifica nello stesso punto senza l'armatura in posizione D:
Geometria armatura pretesa: A = 4.170 cmq, hg = 5.000 cm, J = 0.000 cm4.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	22864	12544	-32.8	-9.1	===	===	===	===	===	===
1a	19435	12514	-38.5	-4.9	19435	-63649	18.92	-2.12	===	-3087
1b	26294	12573	-27.0	-13.3	34182	===	3.41	-0.34	10.00	71370
1c	29100	12597	-22.3	-16.8	37830	===	3.41	-0.34	10.00	71370
2	31179	12611	-19.3	-18.3	===	===	===	===	===	===
3	31179	11639	-14.1	-19.2	===	===	===	===	===	===
4	28588	11621	-17.9	-17.2	27292	-58596	14.02	-1.49	===	-4459
5	37361	11680	-5.1	-23.9	49806	===	7.06	-0.72	10.00	73710
6	31823	11643	-13.2	-19.7	31437	-58596	14.02	-1.49	===	-4459
7	33028	11651	-11.4	-20.6	33414	===	7.06	-0.72	10.00	73710

Verifica a 1414 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	17478	12497	-41.8	-2.5	===	===	===	===	===	===
1a	14856	12475	-46.2	0.7	14856	-63649	18.92	-2.12	===	-3087
1b	20100	12520	-37.4	-5.7	26130	===	3.41	-0.34	10.00	71370
1c	22245	12538	-33.8	-8.3	28918	===	3.41	-0.34	10.00	71370
2	23834	12549	-31.5	-9.5	===	===	===	===	===	===
3	23834	11460	-25.7	-10.5	===	===	===	===	===	===
4	21853	11447	-28.6	-9.0	20863	-57968	13.88	-1.47	===	-4497
5	28560	11492	-18.8	-14.1	38073	===	6.63	-0.67	10.00	74157
6	24326	11463	-25.0	-10.9	24031	-57968	13.88	-1.47	===	-4497
7	25248	11469	-23.6	-11.6	25542	===	6.63	-0.67	10.00	74157

Verifica a 113 cm dal punto di momento nullo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	11872	12449	-51.2	4.4	===	===	===	===	===	===
1a	10091	12434	-54.2	6.6	10091	-63649	18.92	-2.12	===	-3087
1b	13653	12465	-48.2	2.2	17748	===	3.41	-0.34	10.00	71370
1c	15110	12477	-45.8	0.4	19642	===	3.41	-0.34	10.00	71370
2	16189	12484	-44.2	-0.4	===	===	===	===	===	===
3	16189	11274	-37.8	-1.5	===	===	===	===	===	===
4	14844	11265	-39.7	-0.4	14171	-57313	13.73	-1.46	===	-4537
5	19399	11296	-33.1	-3.9	25861	===	6.23	-0.63	10.00	74569
6	16523	11276	-37.3	-1.7	16323	-57313	13.73	-1.46	===	-4537
7	17149	11281	-36.4	-2.2	17350	===	6.23	-0.63	10.00	74569

Scorrimento trefoli pretesi in testata secondo UNI EN 13225:

Cavo	lpt2 (mm)	ΔLo (mm)
tref.0.6"	1185	2.95

CALCOLO ARMATURA PER LO SFORZO DI TAGLIO E DI FENDITURA

Campata: carico di calc.: q = 1498 kg/m, taglio (sx,dx): V = 23714, 23714 kg.
Inclinazione dei puntoni in calcestruzzo: ctg z = 2.00.
Resistenza a compressione dei puntoni (sx,dx): 75432, 75432 kg ≥ V.
Armatura adottata agli appoggi: 2 ø 6 / 6.0 cm = 9.42 cmq/m.
Campata: h = 110.0 cm, b = 18.0 cm, V = 22232 kg, Vrsd = 67034 kg ≥ V.
Forza di fenditura: F = 1.20 x 0.50 x Ab x Sa1 = 31148 kg ≤ Vrsd / ctg z.
Sforzo di taglio di calcolo a 660 cm dall'appoggio: V = 13830 kg.
Armatura adottata: 2 ø 5 / 20.0 cm = 1.96 cmq/m.
Vrsd = 13965 kg ≥ V.
Sforzo di scorrimento di calcolo con il getto collaborante: 33.3 kg/cm.
Armatura minima necessaria di collegamento: 0.84 cmq/m.
Armatura adottata agli appoggi: 2 ø 6 / 6.0 cm = 9.42 cmq/m.

CALCOLO ARMATURA INFERIORE ALL'APPOGGIO

Forza orizzontale (V · ctg z / 2): 23714 kg.
Armatura minima necessaria: 5.94 cmq.
Armatura adottata: A = 4 ø 14 = 6.16 cmq.
Tensione di calcolo nell'armatura: 3851 kg/cmq ≤ fyd = 3991 kg/cmq.
Lunghezza di ancoraggio minima necessaria: 36 cm.

VERIFICA DELLE ALETTE

Massimo momento provocato dai carichi in esercizio:
schema statico: mensola con luce L = 50 cm e carico all'estremità;
peso aletta: pal = 137 kg/mq; sovraccarico: pso = 349 kg/mq;
carico: P = pal · L / 2 + pso · (Luc / 2 + L / 2) = 121.6 kg/m;
momento di calcolo: M = 1.50 · P · L = 91.2 kgm/m.
Massimo momento provocato dall'operatore:
schema statico: mensola con luce L = 30 cm e carico all'estremità;
peso aletta: pal = 137 kg/mq; operatore: Pop = 200 kg;
carico: P = pal · L · 150 cm + Pop = 261.9 kg;
momento di calcolo: M = 1.50 · P · L / 1.50 m = 78.6 kgm/m.
Armatura minima necessaria: 0.65 cmq/m.
Armatura adottata: 1 ø 5 / 20 cm = 0.98 cmq/m.
Armatura per taglio nelle ali:
momento statico ala = 12791 cm3, tau·b = 76.07 kg/cm,
Amin = 1.91 cmq/m, estensione = 240 cm.
Armatura totale minima necessaria: 2.56 cmq/m.
Armatura adottata: 1 ø 5 / 20 cm + 1 ø 6 / 16 cm = 2.75 cmq/m.

PESO DEL MANUFATTO E VERIFICA DEI GANCI

Peso manufatto con effetto dinamico (b = 250 cm): P =50740 kg.
Si adottano 4 ganci ø 36 (2 per nervatura): A = 40.71 cmq.

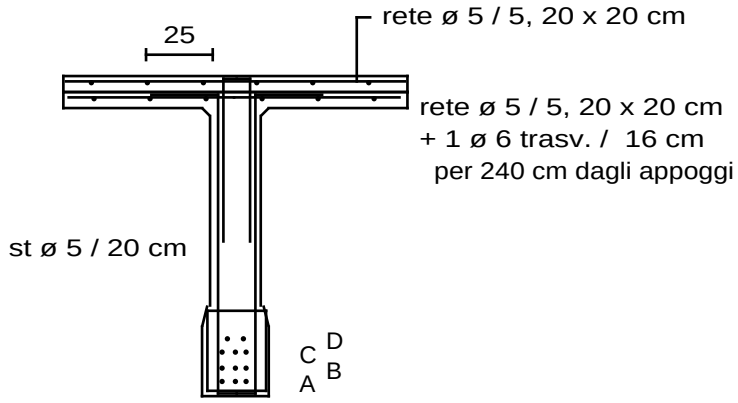
Tensione di calcolo: S = 1.50 x P / A = 1869 kg/cmq ≤ 2087 kg/cmq.
Lunghezza minima di ancoraggio: 206 cm.

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 42
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450
fpk (N/mm2) = 1860 fp0.1k (N/mm2) = 1670
Portata (condizione di carico totale) (kN/m) = 2.44
Flessione di progetto (kNm) = 1381.26
Taglio di progetto (kN) = 174.46
Yc = 1.50 Ys = 1.15

SCHEMA ARMATURA

Sezione in campata (H =110.0 cm + 6.0 cm)



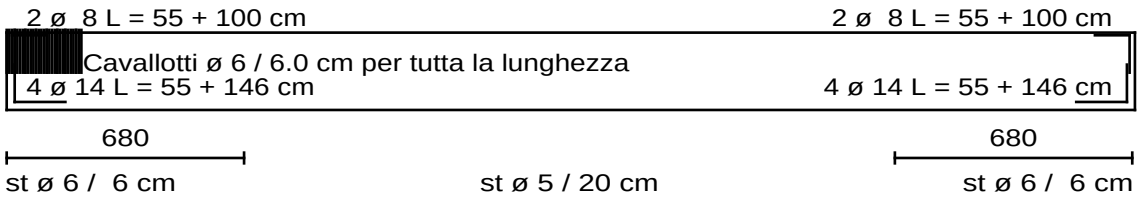
Ganci: 4 ø 36, L = 368 cm, agli appoggi definitivi o 30 cm verso l'interno;
uncini terminali piegati su mandrino con diametro ≥ 18 cm.

Armatura pretesa:

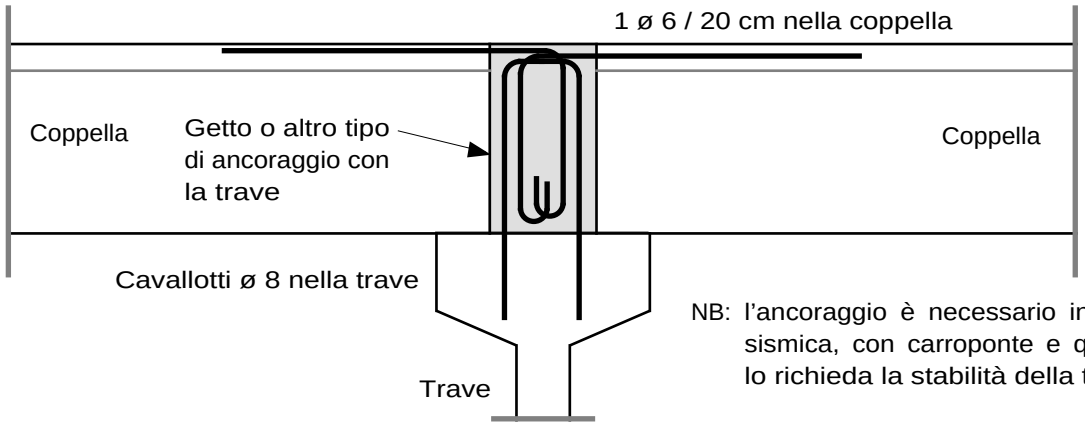
Posizione	Tipo	Distanza dal fondo (cm)	Forza di tiro (kg)	Tubo di sinistra (cm)	Tubo di destra (cm)
A	3x0.6"	5.0	3 x 17792	0	0
B	3x0.6"	10.0	3 x 17792	363	363
C	3x0.6"	15.0	3 x 17792	249	249
D	2x0.6"	20.0	2 x 17792	136	136

Allungamento al tiro per cassero lungo 100 m: 64 cm.

Sezione longitudinale (armature non pretese)



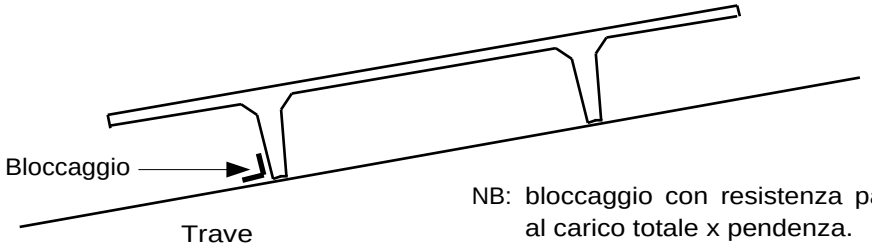
ANCORAGGIO DELLA COPPELLA ALLA TRAVE



NB: l'ancoraggio è necessario in zona sismica, con carroponte e quando lo richieda la stabilità della trave.

Lunghezza minima d'appoggio (senza / con getto): 13 / 8 cm.

ANCORAGGIO ANTI-SCIVOLAMENTO



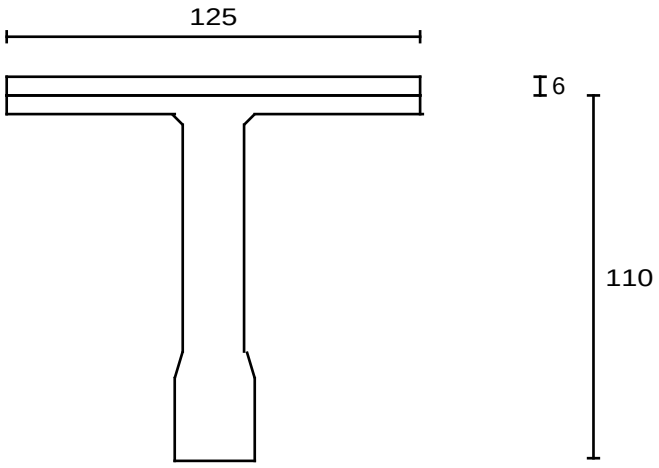
NB: bloccaggio con resistenza pari al carico totale x pendenza.

Calc.: 0.220 mc/mq. Acc. normale: 13.72 kg/mq. Acc. preteso: 9.60 kg/mq.
Calc. getto superiore: 0.060 mc/mq. Acc. normale: 1.48 kg/mq.

COPPELLA prefabbricata in cemento armato precompresso.

TEGOLO TT-18-H110-LATO MAGAZZINO

SEZIONE RESISTENTE



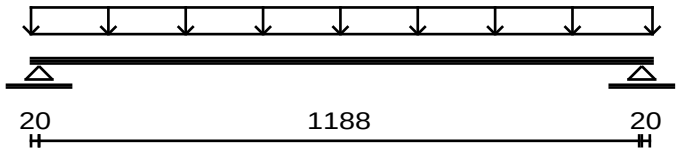
Caratteristiche trapezi (dal basso verso l'alto):
  h (cm): 25.0   8.0 68.5   3.0   0.0   5.5
  bi(cm): 24.0 24.0 18.0 18.0 24.0 125.0
  bf(cm): 24.0 18.0 18.0 24.0 125.0 125.0
Caratteristiche geometriche della sezione:
  A = 2751.5 cmq, hg = 63.779 cm, J = 3710520 cm4.
Larghezza equivalente superiore: 125 cm.
Larghezza equivalente inferiore: 24 cm.
Larghezza anima: 18 cm.

Getto superiore: hs = 6.0 cm, bs = 125.0 cm.
Caratteristiche geometriche della sezione totale omogenea:
  A = 3332.4 cmq, hg = 72.359 cm, J = 4874377 cm4.

MATERIALI

Acciaio non preteso: B 450 C per l'armatura,
                     Fe B 32 k (S 235) per i ganci di sollevamento.
Acciaio preteso: tref.0.6" (1.39 cmq), 2x0.6" (2.78 cmq), 3x0.6" (4.17 cmq),
  E = 2000000 kg/cmq, fp()k = 17000 kg/cmq, fptk = 19000 kg/cmq,
  caduta di tensione per rilassamento con tiro pari a 0.75 fptk: 5.2 %,
  di cui 1.3 % prima del taglio.
Calcestruzzo: Rckj = 400 kg/cmq, Rck = 500 kg/cmq,
  ritiro finale: -0.00030, coefficiente finale di viscosità: 2.30.
Calcestruzzo getto superiore: Rcks = 300 kg/cmq.

SCHEMA STATICO



Interasse appoggi: I = 1227 cm.
Larghezza della struttura d'appoggio: 49 cm.
Larghezza sezione per nervatura: b = 125 cm.
Larghezza lucernario: Luc = 0 cm.
Interasse travi: i = 125 cm.

CARICHI

Peso proprio: b x 550 kg/mq	= 687.5 kg/m
Getto superiore: bs x 150 kg/mq	= 187.5 kg/m
Sovraccarico permanente: i x 100 kg/mq	= 125.0 kg/m
Sovraccarico accidentale: i x 50 kg/mq	= 62.5 kg/m
Neve: i x μ x 61 kg/mq	= 61.0 kg/m

(μ = 0.800: coefficiente di forma della copertura.)
Vento verso il basso, costr. chiusa: i x 104 kg/mq x Co x 0 = 0.0 kg/m
Vento verso l'alto, costr. chiusa: i x 104 kg/mq x -.4 = -51.9 kg/m
Vento verso il basso, costr. aperta: i x 104 kg/mq x Co x .8 = 62.4 kg/m
Vento verso l'alto, costr. aperta: i x 104 kg/mq x -.6 = -77.9 kg/m
(Co = 0.60: coefficiente di combinazione con la neve.)
Coefficienti di sicurezza per il carico permanente, max/min: 1.30 / 1.00
Coefficienti di sicurezza per la precompressione, min/max: 0.90 / 1.20
Coefficienti di sicurezza per i carichi variabili, max/min: 1.50 / 0.00
Carico caratteristico massimo verso il basso: 1185.9 kg/m
Carico di calcolo iniziale, min/max: 687.5 / 1300.0 kg/m
Carico di calcolo in esercizio, min/max: 883.1 / 1578.8 kg/m
Zona sismica = 4, Categoria suolo = C, St = 1.00
ag = 0.150 g, Ss = 1.000, Tb = 0.050 s, Tc = 0.150 s, Td = 1.000 s, q = 1.50
Coeff. combinazione carico: accidentale 0.60 neve 0.00 vento 0.00
Massa sismica:1037.5 kg/m, Periodo vibr. vert.: T = k L^2 √(m/EJ) = 0.093 s
Fv = 1.307, Sv = 0.131 g, Azione sismica (SLV) = ± 135.6 kg/m
Carico sismico di calcolo (SLV), min/max: 901.9 / 1173.1 kg/m
Carico sismico di esercizio (SLD), min/max: 954.8 / 1120.2 kg/m

VERIFICHE DELLA ZONA PRECOMPRESSA

Distanza del punto di momento massimo dall'appoggio di sinistra: 594.0 cm.
Lunghezza zona con momento positivo: 1187.3 cm.

Armatura non pretesa superiore:
rete ø 5 / 20.0 cm a 2.0 cm dal bordo sup. + A,h,J = 0,0,0.
Totale: Asup = 1.178 cmq, h =108.000 cm, J = 0.000 cm4.
Armatura non pretesa nel getto superiore:
rete ø 5 / 20.0 cm a 2.0 cm dal bordo superiore.
Totale: Asup = 2.356 cmq, h =111.000 cm, J = 21.206 cm4.

Armatura pretesa:

Posizione	Sezione (cmq)	Altezza (cm)	Tensione di tiro (kg/cmq)	Forza di tiro (kg)
A	2.780	5.0	8600	23908

Caduta di tensione per rilassamento prima del taglio: 0.00 %.
Tensione nell'acciaio al taglio: 8600 kg/cmq.
Geometria armatura pretesa: A = 2.780 cmq, hg = 5.000 cm, J = 0.000 cm4.

Verifiche della sezione con momento massimo:
Fase 1 = taglio dei cavi ed applicazione del peso proprio;
Fase 1a= con peso proprio diminuito per effetto dinamico;
Fase 1b= con peso proprio aumentato per effetto dinamico;
Fase 1c= con peso proprio + peso del getto collaborante;
Fase 2 = carico permanente con calcestr. indurito (senza perdite);
Fase 3 = carico permanente con perdite avvenute;
Fase 3a= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale minimo;
Fase 3b= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale massimo;
Fase 4 = carico minimo di esercizio;
Fase 5 = carico massimo di esercizio;
Fase 6 = carico minimo sismico (se presente);
Fase 7 = carico massimo sismico (se presente);
Simboli:
E (kg/cmq): modulo di elasticità del calcestruzzo;
A (cmq) : area della sezione omogeneizzata;
hg (cm) : altezza baricentro;
J (cm4) : momento d'inerzia;
M (kgm) : momento flettente dovuto al carico;
Sa (kg/cmq): tensione nell'acciaio preteso;
Sci (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo inferiore;
Scs (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo superiore;
Mc (kgm) : momento sollecitante di calcolo (minimo per le fasi 1a, 4 e 6, massimo per le fasi 1b, 5 e 7);
Nc (kg) : sforzo normale di calcolo (massimo o minimo);
X (cm) : altezza zona compressa;
Ec (/1000) : deformazione calcestruzzo al lembo più compresso;
Ea (/1000) : deformazione acciaio oltre la decompressione;
Mr (kgm) : momento resistente di calcolo (deve essere Mr < Mc per le fasi 1a, 4 e 6 e Mr > Mc per le fasi 1b, 5 e 7).

Fase 1 : E = 360000, A = 2769.86, hg = 63.601, J = 3765322.
Fasi 2, 3, 4, 5, 6 e 7: E = 402492, A = 3353.42, hg = 72.252, J = 4939330.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	12115	8536	-11.8	-6.3	===	===	===	===	===	===
1a	10298	8520	-14.9	-4.1	10298	-28690	9.24	-0.94	===	-5278
1b	13932	8551	-8.8	-8.5	18112	===	2.44	-0.24	10.00	47778
1c	15419	8564	-6.3	-10.4	20045	===	2.44	-0.24	10.00	47778
2	17622	8579	-3.0	-12.0	===	===	===	===	===	===
3	17622	7962	-0.8	-12.4	===	===	===	===	===	===
3a	17485	7961	-1.0	-12.3	===	===	===	===	===	===
3b	17949	7964	-0.4	-12.7	===	===	===	===	===	===
4	16249	7953	-2.8	-11.4	15563	-19938	5.46	-0.53	===	-5537
5	20898	7984	4.0	-14.9	27822	===	5.90	-0.60	10.00	49986
6	16825	7957	-2.0	-11.8	15893	-19938	5.46	-0.53	===	-5537
7	19740	7976	2.3	-14.0	20672	===	5.90	-0.60	10.00	49986

Tensioni nel getto superiore collaborante:
Fase 3: -1.9 kg/cmq Fase 5: -4.2 kg/cmq Fase 7: -3.4 kg/cmq.

Perdita totale di tensione nell'acciaio (tra le fasi 2 e 3): -617 kg/cmq.
La perdita è dovuta a:
- ritiro del calcestruzzo;
- fluage del calcestruzzo alla tensione intermedia tra quella iniziale e quella finale alla quota del baricentro dell'armatura;
- recupero elastico del calcestruzzo;
- rilassamento dell'acciaio ridotto in funzione delle perdite precedenti secondo la formula fornita dalla normativa italiana.

Verifica allo stato limite di formazione delle fessure
Nelle fasi 3, 3a e 3b la sezione è tutta compressa (s.l. decompressione).
Valore amm. della tensione di trazione per flessione (frattili inferiori):
iniziale: 25.99 kg/cmq; in esercizio: 30.16 kg/cmq.
Lo stato limite di formazione delle fessure è soddisfatto.

Verifica tensioni di esercizio nel conglomerato
Compr. sup. massima: 14.9 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 249.0 kg/cmq
Compr. inf. massima: 2.8 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 249.0 kg/cmq
Compr. sup. permanente: 0 ≤ 12.4 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 186.7 kg/cmq
Compr. inf. permanente: 0 ≤ 0.8 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 186.7 kg/cmq
Traz. inf. massima: 4.0 kg/cmq ≤ 0.03 fck = 12.4 kg/cmq
Compr. getto massima: 4.2 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 149.4 kg/cmq
Compr. getto permanente: 0 ≤ 1.9 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 112.0 kg/cmq

Verifica tensioni iniziali nel conglomerato
Compr. sup. massima: 8.5 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq
Compr. inf. massima: 14.9 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq

Verifica tensioni limite per l'acciaio pre-teso
Tensione di tiro: 8600 kg/cmq ≤ 0.90 fp()k = 15300 kg/cmq
Tensione finale permanente: 7962 kg/cmq ≤ 0.60 fptk = 11400 kg/cmq
Tensione finale massima: 7984 kg/cmq ≤ 0.66 fptk = 12540 kg/cmq

Verifica allo stato limite di deformazione
f = 5.50 / 384 q L^4 / (E J) = 5.50 / 48 M L^2 / (E J) =
= 5.50 / 48 (Sci - Scs) L^2 / E / h

Fase	1	2	3	4	5	6	7
f(cm)	0.02	0.07	0.16	0.15	0.18	0.15	0.17

Verifica a 119 cm dal punto di momento nullo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	4361	8469	-24.9	3.3	===	===	===	===	===	===
1a	3707	8463	-26.0	4.1	3707	-28690	9.24	-0.94	===	-5278
1b	5016	8474	-23.8	2.5	6520	===	2.44	-0.24	10.00	47778
1c	5551	8479	-22.9	1.8	7216	===	2.44	-0.24	10.00	47778
2	6344	8484	-21.8	1.2	===	===	===	===	===	===
3	6344	7677	-18.9	0.7	===	===	===	===	===	===
4	5850	7673	-19.6	1.1	5603	-19431	5.34	-0.52	===	-5534
5	7523	7685	-17.2	-0.2	10016	===	5.40	-0.54	10.00	50591
6	6057	7675	-19.3	0.9	5721	-19431	5.34	-0.52	===	-5534
7	7106	7682	-17.8	0.1	7442	===	5.40	-0.54	10.00	50591

Scorrimento trefoli pretesi in testata secondo UNI EN 13225:

Cavo	lpt2 (mm)	ΔLo (mm)
tref.0.6"	806	1.36

CALCOLO ARMATURA PER LO SFORZO DI TAGLIO E DI FENDITURA

Campata: carico di calc.: q = 1579 kg/m, taglio (sx,dx): V = 9378, 9378 kg.

Inclinazione dei puntoni in calcestruzzo: ctg z = 2.00.
Resistenza a compressione dei puntoni (sx,dx): 75432, 75432 kg ≥ V.
Armatura adottata agli appoggi: 2 ø 6 / 14.0 cm = 4.04 cmq/m.
Campata: h = 110.0 cm, b = 18.0 cm, V = 7815 kg, Vrsd = 28729 kg ≥ V.
Forza di fenditura: F = 1.20 x 0.50 x Ab x Sa1 = 14126 kg ≤ Vrsd / ctg z.
Sforzo di taglio di calcolo a 80 cm dall'appoggio: V = 8115 kg.
Armatura adottata: 2 ø 5 / 20.0 cm = 1.96 cmq/m.
Vrsd = 13965 kg ≥ V.
Sforzo di scorrimento di calcolo con il getto collaborante: 15.3 kg/cm.
Armatura minima necessaria di collegamento: 0.38 cmq/m.
Armatura adottata agli appoggi: 2 ø 6 / 14.0 cm = 4.04 cmq/m.

CALCOLO ARMATURA INFERIORE ALL'APPOGGIO

Forza orizzontale (V · ctg z / 2): 9378 kg.
Armatura minima necessaria: 2.35 cmq.
Armatura adottata: A = 4 ø 10 = 3.14 cmq.
Tensione di calcolo nell'armatura: 2985 kg/cmq ≤ fyd = 3991 kg/cmq.
Lunghezza di ancoraggio minima necessaria: 20 cm.

VERIFICA DELLE ALETTE

Massimo momento provocato dai carichi in esercizio:
schema statico: mensola con luce L = 50 cm e carico all'estremità;
peso aletta: pal = 137 kg/mq; sovraccarico: pso = 399 kg/mq;
carico: P = pal · L / 2 + pso · (Luc / 2 + L / 2) = 134.1 kg/m;
momento di calcolo: M = 1.50 · P · L = 100.5 kgm/m.
Massimo momento provocato dall'operatore:
schema statico: mensola con luce L = 30 cm e carico all'estremità;
peso aletta: pal = 137 kg/mq; operatore: Pop = 200 kg;
carico: P = pal · L · 150 cm + Pop = 261.9 kg;
momento di calcolo: M = 1.50 · P · L / 1.50 m = 78.6 kgm/m.
Armatura minima necessaria: 0.72 cmq/m.
Armatura adottata: 1 ø 5 / 20 cm = 0.98 cmq/m.

PESO DEL MANUFATTO E VERIFICA DEI GANCI

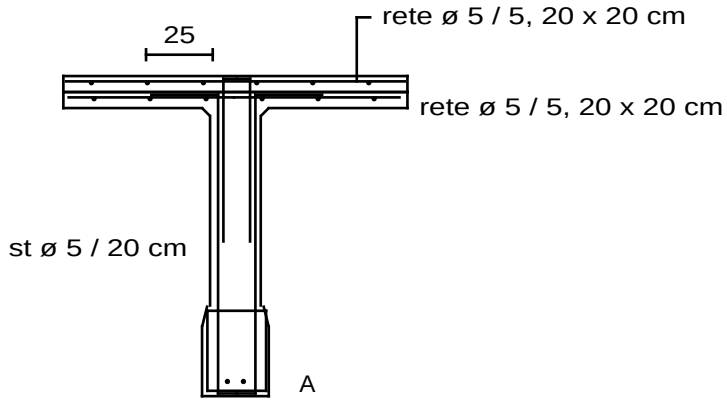
Peso manufatto con effetto dinamico (b = 250 cm): P =19440 kg.
Si adottano 4 ganci ø 22 (2 per nervatura): A = 15.21 cmq.
Tensione di calcolo: S = 1.50 x P / A = 1918 kg/cmq ≤ 2087 kg/cmq.
Lunghezza minima di ancoraggio: 129 cm.

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 42
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450
fpk (N/mm2) = 1860 fp0.1k (N/mm2) = 1670
Portata (condizione di carico totale) (kN/m) = 3.05
Flessione di progetto (kNm) = 205.18
Taglio di progetto (kN) = 69.08
Yc = 1.50 Ys = 1.15

SCHEMA ARMATURA

Sezione in campata (H =110.0 cm + 6.0 cm)



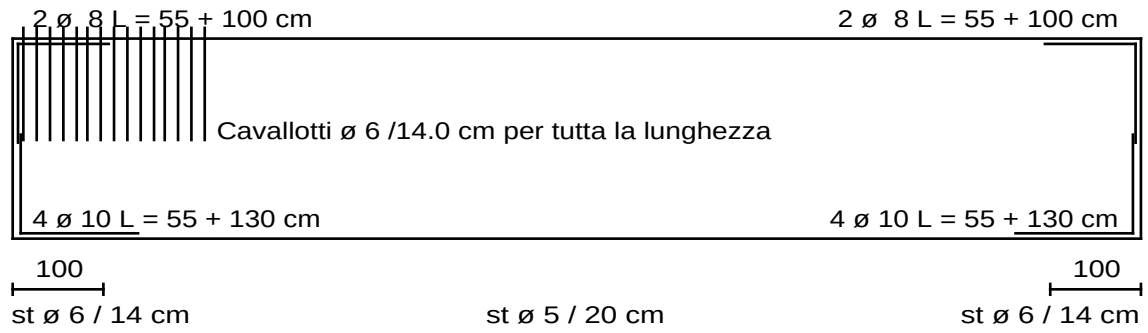
Ganci: 4 ø 22, L = 235 cm, agli appoggi definitivi o 30 cm verso l'interno;
uncini terminali piegati su mandrino con diametro ≥ 11 cm.

Armatura pretesa:

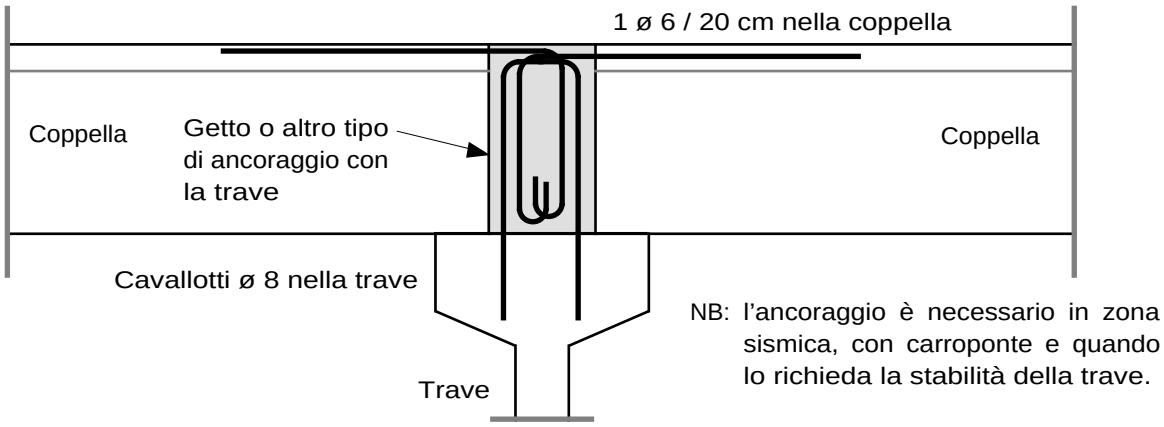
Posizione	Tipo	Distanza dal fondo (cm)	Forza di tiro (kg)	Tubo di sinistra (cm)	Tubo di destra (cm)
A	2x0.6"	5.0	2 x 11954	0	0

Allungamento al tiro per cassero lungo 100 m: 43 cm.

Sezione longitudinale (armature non pretese)



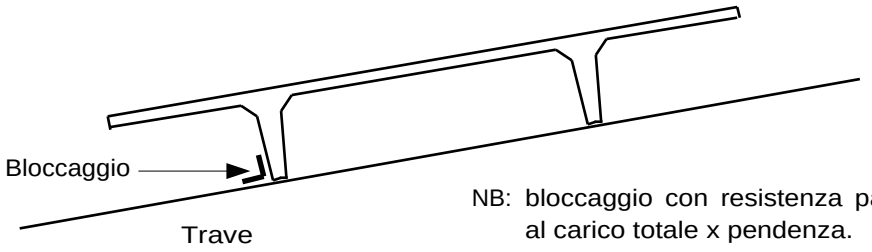
ANCORAGGIO DELLA COPPELLA ALLA TRAVE



NB: l'ancoraggio è necessario in zona sismica, con carroponte e quando lo richieda la stabilità della trave.

Lunghezza minima d'appoggio (senza / con getto): 10 / 6 cm.

ANCORAGGIO ANTI-SCIVOLAMENTO



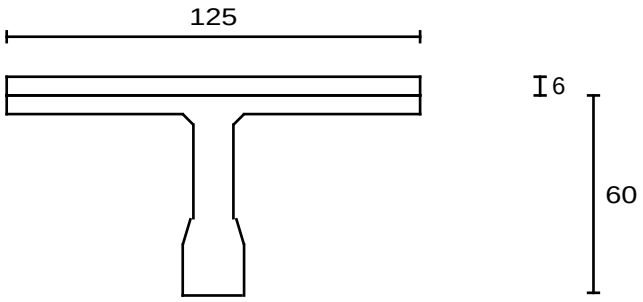
NB: bloccaggio con resistenza pari al carico totale x pendenza.

Calc.: 0.220 mc/mq. Acc. normale: 8.42 kg/mq. Acc. preteso: 1.75 kg/mq.
Calc. getto superiore: 0.060 mc/mq. Acc. normale: 1.48 kg/mq.

COPPELLA prefabbricata in cemento armato precompresso.

TEGOLO H 60 13.42 MT MAGAZZINO

SEZIONE RESISTENTE



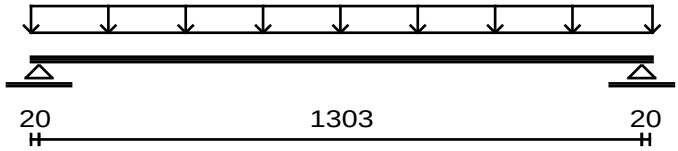
Caratteristiche trapezi (dal basso verso l'alto):
  h (cm): 15.0   8.0 28.5   3.0   0.0   5.5
  bi(cm): 18.0 18.0 12.0 12.0 18.0 125.0
  bf(cm): 18.0 12.0 12.0 18.0 125.0 125.0
Caratteristiche geometriche della sezione:
  A = 1464.5 cmq, hg = 40.124 cm, J = 584930 cm4.
Larghezza equivalente superiore: 125 cm.
Larghezza equivalente inferiore: 18 cm.
Larghezza anima: 12 cm.

Getto superiore: hs = 6.0 cm, bs = 125.0 cm.
Caratteristiche geometriche della sezione totale omogenea:
  A = 2045.4 cmq, hg = 46.621 cm, J = 804346 cm4.

MATERIALI

Acciaio non preteso: B 450 C per l'armatura,
                     Fe B 32 k (S 235) per i ganci di sollevamento.
Acciaio preteso: trefolo da 0.6" (1.39 cmq), 2 tref. da 0.6" (2.78 cmq),
  E = 2000000 kg/cmq, fp()k = 17000 kg/cmq, fptk = 19000 kg/cmq,
  caduta di tensione per rilassamento con tiro pari a 0.75 fptk: 5.2 %,
  di cui 1.3 % prima del taglio.
Calcestruzzo: Rckj = 400 kg/cmq, Rck = 500 kg/cmq,
  ritiro finale: -0.00030, coefficiente finale di viscosità: 2.30.
Calcestruzzo getto superiore: Rcks = 300 kg/cmq.

SCHEMA STATICO



Interasse appoggi: I = 1342 cm.
Larghezza della struttura d'appoggio: 49 cm.
Larghezza sezione per nervatura: b = 125 cm.
Larghezza lucernario: Luc = 0 cm.
Interasse travi: i = 125 cm.

CARICHI

Peso proprio: b x 293 kg/mq	= 366.3 kg/m
Getto superiore: bs x 150 kg/mq	= 187.5 kg/m
Sovraccarico permanente: i x 50 kg/mq	= 62.5 kg/m
Sovraccarico accidentale: i x 300 kg/mq	= 375.0 kg/m
Neve: i x μ x 61 kg/mq	= 61.0 kg/m
(μ = 0.800: coefficiente di forma della copertura.)	
Vento verso il basso, costr. chiusa: i x 104 kg/mq x Co x 0	= 0.0 kg/m
Vento verso l'alto, costr. chiusa: i x 104 kg/mq x -.4	= -51.9 kg/m
Vento verso il basso, costr. aperta: i x 104 kg/mq x Co x .8	= 62.4 kg/m
Vento verso l'alto, costr. aperta: i x 104 kg/mq x -.6	= -77.9 kg/m
(Co = 0.60: coefficiente di combinazione con la neve.)	

Coefficienti di sicurezza per il carico permanente, max/min: 1.30 / 1.00
Coefficienti di sicurezza per la precompressione, min/max: 0.90 / 1.20
Coefficienti di sicurezza per i carichi variabili, max/min: 1.50 / 0.00
Carico caratteristico massimo verso il basso: 1114.7 kg/m
Carico di calcolo iniziale, min/max: 366.3 / 801.2 kg/m
Carico di calcolo in esercizio, min/max: 499.4 / 1548.8 kg/m
Zona sismica = 4, Categoria suolo = C, St = 1.00
ag = 0.150 g, Ss = 1.000, Tb = 0.050 s, Tc = 0.150 s, Td = 1.000 s, q = 1.50
Coeff. combinazione carico: accidentale 0.60 neve 0.00 vento 0.00
Massa sismica: 841.3 kg/m, Periodo vibr. vert.: T = k L^2 √(m/EJ) = 0.249 s
Fv = 1.307, Sv = 0.079 g, Azione sismica (SLV) = ± 66.3 kg/m
Carico sismico di calcolo (SLV), min/max: 775.0 / 907.6 kg/m
Carico sismico di esercizio (SLD), min/max: 800.9 / 881.7 kg/m

VERIFICHE DELLA ZONA PRECOMPRESSA

Distanza del punto di momento massimo dall'appoggio di sinistra: 651.5 cm.
Lunghezza zona con momento positivo: 1302.4 cm.

Armatura non pretesa superiore:
rete ø 5 / 20.0 cm a 2.0 cm dal bordo sup. + A,h,J = 0,0,0.
Totale: Asup = 1.178 cmq, h = 58.000 cm, J = 0.000 cm4.
Armatura non pretesa nel getto superiore:
rete ø 5 / 20.0 cm a 2.0 cm dal bordo superiore.
Totale: Asup = 2.356 cmq, h = 61.000 cm, J = 21.206 cm4.

Armatura pretesa:

Posizione	Sezione (cmq)	Altezza (cm)	Tensione di tiro (kg/cmq)	Forza di tiro (kg)
A	2.780	5.0	12300	34194
B	1.390	10.0	12300	17097

Caduta di tensione per rilassamento prima del taglio: 0.45 %.
Tensione nell'acciaio al taglio: 12244 kg/cmq.
Geometria armatura pretesa: A = 4.170 cmq, hg = 6.667 cm, J = 23.167 cm4.

Verifiche della sezione con momento massimo:
Fase 1 = taglio dei cavi ed applicazione del peso proprio;
Fase 1a= con peso proprio diminuito per effetto dinamico;
Fase 1b= con peso proprio aumentato per effetto dinamico;
Fase 1c= con peso proprio + peso del getto collaborante;
Fase 2 = carico permanente con calcestr. indurito (senza perdite);
Fase 3 = carico permanente con perdite avvenute;
Fase 3a= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale minimo;
Fase 3b= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale massimo;
Fase 4 = carico minimo di esercizio;
Fase 5 = carico massimo di esercizio;
Fase 6 = carico minimo sismico (se presente);
Fase 7 = carico massimo sismico (se presente);
Simboli:
E (kg/cmq): modulo di elasticità del calcestruzzo;
A (cmq) : area della sezione omogeneizzata;
hg (cm) : altezza baricentro;
J (cm4) : momento d'inerzia;
M (kgm) : momento flettente dovuto al carico;
Sa (kg/cmq): tensione nell'acciaio preteso;
Sci (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo inferiore;
Scs (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo superiore;
Mc (kgm) : momento sollecitante di calcolo (minimo per le fasi 1a, 4 e 6, massimo per le fasi 1b, 5 e 7);
Nc (kg) : sforzo normale di calcolo (massimo o minimo);
X (cm) : altezza zona compressa;
Ec (/1000) : deformazione calcestruzzo al lembo più compresso;
Ea (/1000) : deformazione acciaio oltre la decompressione;
Mr (kgm) : momento resistente di calcolo (deve essere Mr < Mc per le fasi 1a, 4 e 6 e Mr > Mc per le fasi 1b, 5 e 7).

Fase 1 : E = 360000, A = 1489.19, hg = 39.765, J = 607928.
Fasi 2, 3, 4, 5, 6 e 7: E = 402492, A = 2071.94, hg = 46.371, J = 832873.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	7767	11778	-94.0	-3.9	===	===	===	===	===	===
1a	6602	11742	-101.6	-0.0	6602	-61271	24.35	-3.50	===	-386
1b	8931	11813	-86.4	-7.8	11611	===	3.41	-0.68	10.00	35774

1c	11742	11898	-68.0	-17.1	15265	===	3.41	-0.68	10.00	35774
2	13067	11929	-60.6	-19.3	===	===	===	===	===	===
3	13067	10691	-46.7	-20.1	===	===	===	===	===	===
3a	12902	10687	-47.7	-19.9	===	===	===	===	===	===
3b	14124	10716	-40.9	-21.9	===	===	===	===	===	===
4	11415	10652	-55.9	-17.4	10590	-54585	17.51	-3.50	===	-2214
5	23635	10941	12.1	-37.4	32838	===	6.69	-1.44	10.00	38491
6	16981	10783	-24.9	-26.6	16433	-54585	17.51	-3.50	===	-2214
7	18694	10824	-15.4	-29.4	19243	===	6.69	-1.44	10.00	38491

Tensioni nel getto superiore collaborante:
Fase 3: -4.2 kg/cmq Fase 5: -23.5 kg/cmq Fase 7: -14.5 kg/cmq.

Perdita totale di tensione nell'acciaio (tra le fasi 2 e 3): -1239 kg/cmq.
La perdita è dovuta a:
- ritiro del calcestruzzo;
- fluage del calcestruzzo alla tensione intermedia tra quella iniziale e quella finale alla quota del baricentro dell'armatura;
- recupero elastico del calcestruzzo;
- rilassamento dell'acciaio ridotto in funzione delle perdite precedenti secondo la formula fornita dalla normativa italiana.

Verifica allo stato limite di formazione delle fessure
Nelle fasi 3, 3a e 3b la sezione è tutta compressa (s.l. decompressione).
Valore amm. della tensione di trazione per flessione (frattili inferiori):
iniziale: 25.99 kg/cmq; in esercizio: 30.16 kg/cmq.
Lo stato limite di formazione delle fessure è soddisfatto.

Verifica tensioni di esercizio nel conglomerato
Compr. sup. massima: 37.4 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 249.0 kg/cmq
Compr. inf. massima: 55.9 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 249.0 kg/cmq
Compr. sup. permanente: 0 ≤ 20.1 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 186.7 kg/cmq
Compr. inf. permanente: 0 ≤ 46.7 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 186.7 kg/cmq
Traz. inf. massima: 12.1 kg/cmq ≤ 0.03 fck = 12.4 kg/cmq
Compr. getto massima: 23.5 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 149.4 kg/cmq
Compr. getto permanente: 0 ≤ 4.2 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 112.0 kg/cmq

Verifica tensioni iniziali nel conglomerato
Compr. sup. massima: 7.8 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq
Compr. inf. massima: 101.6 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq

Verifica tensioni limite per l'acciaio pre-teso
Tensione di tiro: 12300 kg/cmq ≤ 0.90 fp()k = 15300 kg/cmq
Tensione finale permanente: 10691 kg/cmq ≤ 0.60 fptk = 11400 kg/cmq
Tensione finale massima: 10941 kg/cmq ≤ 0.66 fptk = 12540 kg/cmq

Verifica allo stato limite di deformazione
f = 5.50 / 384 q L^4 / (E J) = 5.50 / 48 M L^2 / (E J) =
= 5.50 / 48 (Sci - Scs) L^2 / E / h

Fase	1	2	3	4	5	6	7
f(cm)	-0.46	-0.07	-0.69	-0.79	-0.08	-0.47	-0.37

Verifica delle zone intubate

Verifica a 403 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	4790	11688	-113.5	6.0	===	===	===	===	===	===
1a	4072	11666	-118.2	8.4	4072	-61271	24.35	-3.50	===	-386
1b	5509	11709	-108.8	3.6	7161	===	3.41	-0.68	10.00	35774
1c	7242	11762	-97.5	-2.1	9415	===	3.41	-0.68	10.00	35774
2	8060	11781	-92.9	-3.5	===	===	===	===	===	===
3	8060	10273	-76.0	-4.5	===	===	===	===	===	===
4	7041	10249	-81.6	-2.9	6531	-53097	17.07	-3.50	===	-2321
5	14577	10427	-39.7	-15.2	20254	===	6.20	-1.31	10.00	39010
6	10474	10330	-62.5	-8.5	10136	-53097	17.07	-3.50	===	-2321
7	11530	10355	-56.6	-10.2	11868	===	6.20	-1.31	10.00	39010

Verifica nello stesso punto senza l'armatura in posizione B:
Geometria armatura pretesa: A = 2.780 cmq, hg = 5.000 cm, J = 0.000 cm4.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	4790	11889	-69.9	0.7	===	===	===	===	===	===
1a	4072	11866	-74.7	3.1	4072	-40847	16.81	-3.50	===	-1706
1b	5509	11912	-65.1	-1.7	7161	===	2.44	-0.46	10.00	24813
1c	7242	11968	-53.7	-7.5	9415	===	2.44	-0.46	10.00	24813
2	8060	11988	-49.1	-8.8	===	===	===	===	===	===

3	8060	10823	-39.9	-9.5	===	===	===	===	===	===
4	7041	10798	-45.7	-7.8	6531	-36725	12.23	-2.67	===	-2536
5	14577	10986	-3.2	-20.1	20254	===	5.80	-1.18	10.00	27127
6	10474	10883	-26.3	-13.4	10136	-36725	12.23	-2.67	===	-2536
7	11530	10910	-20.4	-15.1	11868	===	5.80	-1.18	10.00	27127

Verifica a 496 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	3258	11839	-80.0	5.8	===	===	===	===	===	===
1a	2769	11824	-83.3	7.5	2769	-40847	16.81	-3.50	===	-1706
1b	3747	11855	-76.8	4.2	4871	===	2.44	-0.46	10.00	24813
1c	4926	11893	-69.0	0.3	6404	===	2.44	-0.46	10.00	24813
2	5482	11907	-65.9	-0.7	===	===	===	===	===	===
3	5482	10590	-55.5	-1.4	===	===	===	===	===	===
4	4789	10573	-59.4	-0.2	4442	-36176	12.07	-2.63	===	-2562
5	9915	10701	-30.6	-8.6	13776	===	5.56	-1.12	10.00	27412
6	7124	10631	-46.3	-4.1	6894	-36176	12.07	-2.63	===	-2562
7	7842	10649	-42.3	-5.2	8072	===	5.56	-1.12	10.00	27412

Verifica a 527 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	2677	11821	-83.9	7.8	===	===	===	===	===	===
1a	2275	11808	-86.6	9.1	2275	-40847	16.81	-3.50	===	-1706
1b	3078	11834	-81.2	6.4	4002	===	2.44	-0.46	10.00	24813
1c	4047	11865	-74.8	3.2	5261	===	2.44	-0.46	10.00	24813
2	4504	11876	-72.2	2.4	===	===	===	===	===	===
3	4504	10502	-61.5	1.7	===	===	===	===	===	===
4	3935	10488	-64.7	2.6	3650	-35967	12.01	-2.61	===	-2572
5	8146	10593	-41.0	-4.3	11318	===	5.48	-1.11	10.00	27508
6	5853	10536	-53.9	-0.5	5664	-35967	12.01	-2.61	===	-2572
7	6443	10551	-50.6	-1.5	6632	===	5.48	-1.11	10.00	27508

Verifica a 558 cm dalla sez. con momento massimo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	2060	11801	-88.0	9.8	===	===	===	===	===	===
1a	1751	11791	-90.0	10.8	1751	-40847	16.81	-3.50	===	-1706
1b	2370	11811	-85.9	8.8	3080	===	2.44	-0.46	10.00	24813
1c	3115	11835	-81.0	6.3	4050	===	2.44	-0.46	10.00	24813
2	3467	11844	-79.0	5.7	===	===	===	===	===	===
3	3467	10409	-67.8	4.9	===	===	===	===	===	===
4	3029	10398	-70.2	5.7	2809	-35746	11.94	-2.59	===	-2582
5	6270	10479	-52.0	0.3	8712	===	5.42	-1.09	10.00	27604
6	4505	10435	-61.9	3.2	4360	-35746	11.94	-2.59	===	-2582
7	4960	10446	-59.4	2.5	5105	===	5.42	-1.09	10.00	27604

Verifica a 62 cm dal punto di momento nullo con l'armatura precedente:

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	1409	11780	-92.3	12.0	===	===	===	===	===	===
1a	1198	11773	-93.7	12.7	1198	-40847	16.81	-3.50	===	-1706
1b	1620	11787	-90.9	11.3	2106	===	2.44	-0.46	10.00	24813
1c	2130	11803	-87.5	9.6	2769	===	2.44	-0.46	10.00	24813
2	2370	11809	-86.2	9.2	===	===	===	===	===	===
3	2370	10310	-74.4	8.4	===	===	===	===	===	===
4	2071	10302	-76.1	8.9	1921	-35512	11.88	-2.57	===	-2593
5	4287	10358	-63.6	5.2	5957	===	5.36	-1.08	10.00	27698
6	3080	10327	-70.4	7.2	2981	-35512	11.88	-2.57	===	-2593
7	3391	10335	-68.7	6.7	3491	===	5.36	-1.08	10.00	27698

Scorrimento trefoli pretesi in testata secondo UNI EN 13225:

Cavo	lpt2 (mm)	ΔLo (mm)
trefolo da 0.6"	1121	2.64

CALCOLO ARMATURA PER LO SFORZO DI TAGLIO E DI FENDITURA

Campata: carico di calc.: q = 1549 kg/m, taglio (sx,dx): V = 10090, 10090 kg.
Inclinazione dei puntoni in calcestruzzo: ctg z = 2.00.
Resistenza a compressione dei puntoni (sx,dx): 27430, 27430 kg ≥ V.
Armatura adottata agli appoggi: 2 ø 6 / 5.0 cm = 11.31 cmq/m.
Campata: h = 60.0 cm, b = 12.0 cm, V = 9254 kg, Vrsd = 43877 kg ≥ V.
Forza di fenditura: F = 1.20 x 0.50 x Ab x Sa1 = 19649 kg ≤ Vrsd / ctg z.
Sforzo di taglio di calcolo a 160 cm dall'appoggio: V = 7612 kg.
Armatura adottata: 2 ø 5 / 20.0 cm = 1.96 cmq/m.

Vrsd = 7617 kg ≥ V.
Sforzo di scorrimento di calcolo con il getto collaborante: 77.6 kg/cm.
Armatura minima necessaria di collegamento: 1.94 cmq/m.
Armatura adottata agli appoggi: 2 ø 6 / 5.0 cm = 11.31 cmq/m.

CALCOLO ARMATURA INFERIORE ALL'APPOGGIO

Forza orizzontale (V · ctg z / 2): 10090 kg.
Armatura minima necessaria: 2.53 cmq.
Armatura adottata: A = 3 ø 12 = 3.39 cmq.
Tensione di calcolo nell'armatura: 2974 kg/cmq ≤ fyd = 3991 kg/cmq.
Lunghezza di ancoraggio minima necessaria: 24 cm.

VERIFICA DELLE ALETTE

Massimo momento provocato dai carichi in esercizio:
schema statico: mensola con luce L = 50 cm e carico all'estremità;
peso aletta: pal = 137 kg/mq; sovraccarico: pso = 599 kg/mq;
carico: P = pal · L / 2 + pso · (Luc / 2 + L / 2) = 184.1 kg/m;
momento di calcolo: M = 1.50 · P · L = 138.0 kgm/m.
Massimo momento provocato dall'operatore:
schema statico: mensola con luce L = 30 cm e carico all'estremità;
peso aletta: pal = 137 kg/mq; operatore: Pop = 200 kg;
carico: P = pal · L · 150 cm + Pop = 261.9 kg;
momento di calcolo: M = 1.50 · P · L / 1.50 m = 78.6 kgm/m.
Armatura minima necessaria: 0.99 cmq/m.
Armatura adottata: 1 ø 5 / 20 cm + 1 ø 6 / 50 cm = 1.55 cmq/m.
Armatura per taglio nelle ali:
momento statico ala = 5322 cm3, tau·b = 83.35 kg/cm,
Amin = 2.09 cmq/m, estensione = 150 cm.
Armatura totale minima necessaria: 3.08 cmq/m.
Armatura adottata: 1 ø 5 / 20 cm + 1 ø 6 / 12 cm = 3.34 cmq/m.

PESO DEL MANUFATTO E VERIFICA DEI GANCI

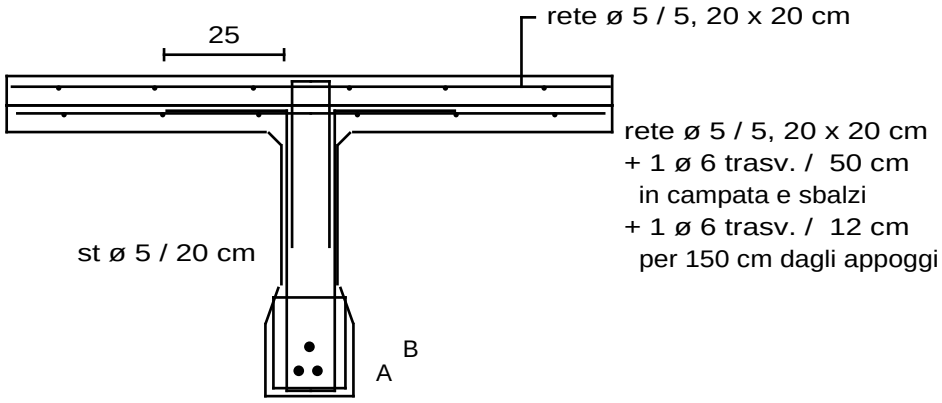
Peso manufatto con effetto dinamico (b = 250 cm): P =11320 kg.
Si adottano 4 ganci ø 18 (2 per nervatura): A = 10.18 cmq.
Tensione di calcolo: S = 1.50 x P / A = 1668 kg/cmq ≤ 2087 kg/cmq.
Lunghezza minima di ancoraggio: 92 cm.

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 42
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450
fpk (N/mm2) = 1860 fp0.1k (N/mm2) = 1670
Portata (condizione di carico totale) (kN/m) = 5.50
Flessione di progetto (kNm) = 232.00
Taglio di progetto (kN) = 71.22
Yc = 1.50 Ys = 1.15

SCHEMA ARMATURA

Sezione in campata (H = 60.0 cm + 6.0 cm)



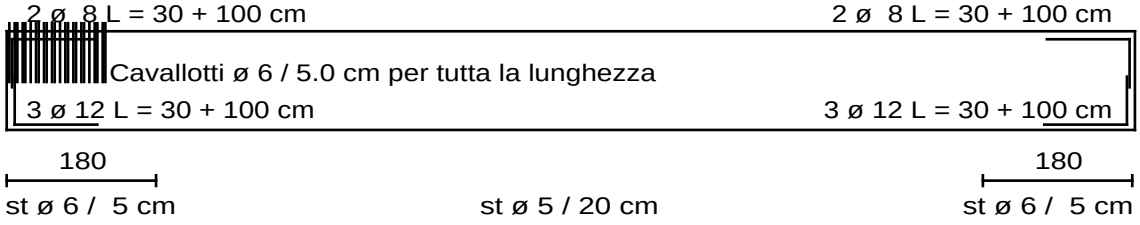
Ganci: 4 ø 18, L = 167 cm, agli appoggi definitivi o 30 cm verso l'interno;
uncini terminali piegati su mandrino con diametro ≥ 9 cm.

Armatura pretesa:

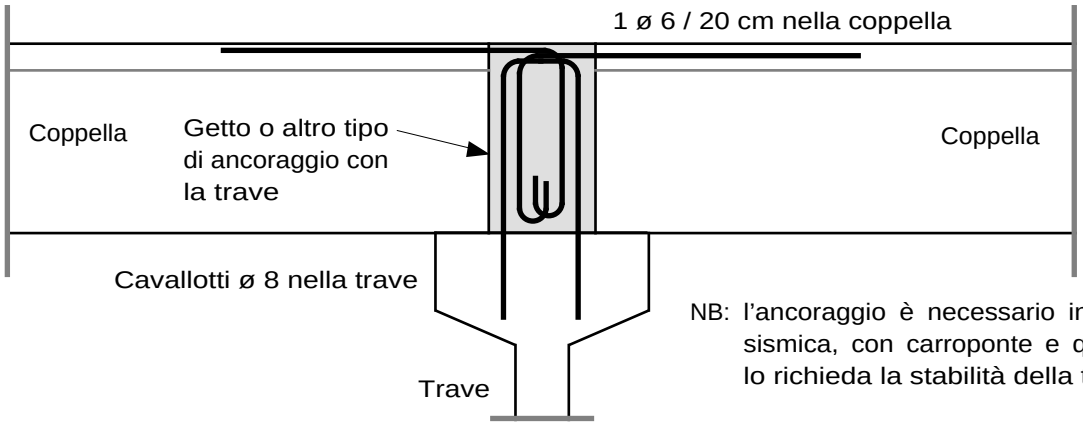
Posizione	Tipo	Distanza dal fondo (cm)	Forza di tiro (kg)	Tubo di sinistra (cm)	Tubo di destra (cm)
A	2 tref. da 0.6"	5.0	2 x 17097	0	0
B	trefolo da 0.6"	10.0	1 x 17097	208	208

Allungamento al tiro per cassero lungo 100 m: 61.5 cm.

Sezione longitudinale (armature non pretese)



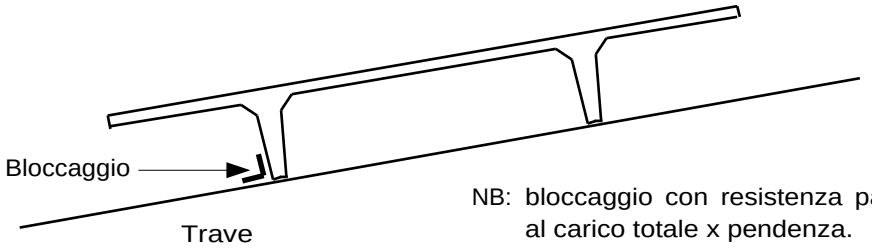
ANCORAGGIO DELLA COPPELLA ALLA TRAVE



NB: l'ancoraggio è necessario in zona sismica, con carroponte e quando lo richieda la stabilità della trave.

Lunghezza minima d'appoggio (senza / con getto): 10 / 6 cm.

ANCORAGGIO ANTI-SCIVOLAMENTO



NB: bloccaggio con resistenza pari al carico totale x pendenza.

Calc.: 0.117 mc/mq. Acc. normale: 9.71 kg/mq. Acc. preteso: 2.62 kg/mq.

Calc. getto superiore: 0.060 mc/mq. Acc. normale: 1.48 kg/mq.

TRAVE a L prefabbricata in cemento armato normale.

COMUNE SM COGHINAS TL DA 9 A16

Dati

Interasse travi, luce di calcolo:	l =	**3208**	cm		L =	**600**	cm	
Altezza sezione, larghezza anima:	H =	**150**	cm		B =	**50**	cm	
Altezza, larghezza mensola:	hm =	**45**	cm		bm =	**20**	cm	
Lunghezza appoggio:	la =	**70**	cm		coprif. inf. =	**5,0**	cm	
Peso solaio:	Ps =	**550**	kg/mq	Parete:	Pp =	**0**	kg/m	
Sovraccarico permanente:	Sp =	**150**	kg/mq					
Sovraccarico accidentale:	Sa =	**50**	kg/mq					

Materiali

Acciaio B450C per l'armatura:	fyk =	4590	kg/cmq	γ =	1,15	
	fyd =	3991	kg/cmq			
Acciaio Feb32k (S235) per ganci di sollev	fyk =	2400	kg/cmq	γ =	1,15	
	fyd =	2087	kg/cmq			
Calcestruzzo per getto in stab.:	Rck =	**500**	kg/cmq	γ =	1,5	
	fcd =	235,2	kg/cmq	fctd =	16,8	kg/cmq
	c = ctg z =	**2,00**				

Schema statico

Trave ad una campata in semplice appoggio, carico uniforme, torsione per eccentricità del carico.

Peso trave (senza mensola):	Pt =	1875	kg/m		
Peso mensola:	Pm =	225	kg/m		
Eccentricità carichi sulla mensola:	e =	31,7	cm		
Totale permanente, eccentricità:	't + Pm + Pp + (Ps + Sp) l / 2 =	13328	kg/m	e =	27,21 cm
Coeff. sicurezza azioni permanenti:	γ =	1,3			
Totale accidentale, eccentricità:	Sa l / 2 =	802	kg/m	e =	31,67 cm
Coeff. sicurezza azioni accidentali:	γ =	1,5			
Carico totale di calcolo, eccentricità:	q =	18530	kg/m	e =	27,50 cm

Sollecitazioni massime di calcolo:

Momento, taglio e torsione:	Mc =	83385 kgm	Vc(0) =	55590 kg	Tc(0) =	15287	kgm
			Vc(d) =	28721,50 kg	Tc(d) =	7898	kgm

Verifica al ribaltamento

e_max = B / 2 + bm - Vc / fcd / la / 2 = 43,31 cm

e = **Tc / Vc =** 27,50 cm < e_max

Calcolo armature

Torsione:	h x b = 150 x 50	t =	18,75 cm		A =	4102	cmq
		um =	325,00 cm				
	Resistenza bielle compresse:		Trc = 2 A t fcd' c/(1+c^2) =	72341	kgm Ž Tc(0)		
	Armatura minima perimetrale:		As / s = Tc(d) / (2 A fyd c) =	1,21	cmq/m		
	Armatura minima longitudinale:		Al = Tc(0) um c / (2 A fyd) =	30,35	cmq		
Taglio:		b =	50 cm	d =	145 cm	Scp =	**0,0** kg/cmq
	Resistenza bielle compresse:		Vrc = 0.9 d b ac fcd' c/(1+c^2) =	306893	kgm Ž Vc(0)		
	Armatura trasversale minima agli appoggi:		Asw / s = Vc(d) / (0.9 d fyd c) =	2,76	cmq/m		
Torsione + taglio:		Tc(0) / Trc + Vc(0) / Vrc =	0,211 + 0,181 =	0,392	1		
Flessione:		b =	50 cm	d =	145 cm		
		d' =	4 cm	A' / A =	**0,30**		
	Armatura minima: A =		14,65 cmq	A' =	4,40 cmq	x / d =	0,030
Mensola:		Mcm =	5096 kgm/m	Vcm =	8089	**kg/m (ridotto)**	
	Armatura orizzontale minima: Ao =		3,38 cmq/m				
	Taglio resistente: Vr =		21597 kg/m Ž Vcm				

Armature adottate	Bracci staffe:	**2**	Ø staffe:	**8**	Ø inf.: **24**
	Armatura minima trasversale agli appoggi:	5,17 cmq/m = 2 As + Asw			'nØ: **2**
	In mezzeria:	2,50 cmq/m = A / (L/2) x d			
	Appoggi:	**1 staffe ø 8 / 14 cm**	= 7,18 cmq/m per 150 cm dagli appoggi		
	Centro:	**1 staffe ø 8 / 14 cm**	= 7,18 cmq/m per 300 cm centrali		
	Armatura **orizzontale mensola:**	**1 ø 8 / 14 cm**	= 3,59 cmq/m		
	Armatura **minima inferiore:**	29,83 cmq = A + Al / 2			
	Inferiore:	**9 ø 24**	= 40,72 cmq		
	Superiore:	**2 ø 18**	= 5,09 cmq		
	Momento resistente: Mr =	144166 kgm Ž Mc		x / d =	0,060
Ancoraggi barre	Ø_forcelle =	**18**			
	A_min all'appoggio: **A = c/2 Vc(0) / fyd =**	13,93 cmq	fbd = 2.25 fctd =	37,7	kg/cmq
	A =	9 ø 24	Perimetro: p = þ n Ø =	67,86	cm
	lad =	48 cm			

Forcelle:	**6 ø 18 =**	15,27	cmq Ž A_min		Lmin =	**118**	cm	
Verifica ganci di sollevamento								
Coefficiente dinamico, peso trave:	Cd =	1,15			Pts =	**17900**	kg	
Num. ganci, carico / gancio, Ø barra:	n =	**4**		F =	4475 kg	Ø =		**18** mm
Apertura gancio:	b =	60	°					
Tensione di calcolo: 1.5 F / 2 Ø / cos (b/2) =		1523	kg/cmq < fyd = 2086 kg/cmq					
Ancoraggio con uncini su mandrino:	D =	9	cm					
Lunghezza di ancoraggio, totale:	la =	73	cm		Lt =	217	cm	
Verifica agli stati limite di esercizio								
Sollecitazioni massime in esercizio:	h =	150	cm		b =	50	cm	
	d =	145	cm		d' =	4	cm	
	A =	25,54	cmq		A' =	5,09	cmq	
	M =	63585	kgm					
Asse neutro:	x =	38,96	cm					
Tensione acciaio:	Sa (kg/cmq) =	**1877**	< 0.70 fyk = 3213 kg/cmq					
Tensione calcestruzzo:	Sc (kg/cmq) =	**46,0**	< 0.45 fck = 186,7 kg/cmq					
Fessurazione per carico permanente:	c = 28 mm, s = 45 mm, k2 = 0.4, k3 = 0.20, ß1 = 1.0, ß2 = 0.5, E = 2100000 kg/cmq,							
	Rr =	10,6	/ 1000		Srm =	247	mm	
	Ssr =	3398	kg/cmq		Ss =	1771	kg/cmq	
	Esm =	0,34	/ 1000		Wm = Srm Esm =	0,083	mm	
	Wk = 1.7 Wm =	**0,14**	mm 0.2 mm					
Deformazione:	f = 5/384 q L^4 / (EJ) = 5/48 M L^2 / (EJ) = 5/48 Esm L^2 / (h-x),							
Per il carico massimo:	f =	**0,24**	cm	f/l = 1 /	2530,22			

Calcestruzzo:	**6,216**	mc
Acciaio:	**524**	kg

Dati per scheda CE

fck (N/mm2) =	42		
ftk (N/mm2) =	540	fyk (N/mm2) =	450
Portata (carico totale) (kN/m) =	117,98		
Flessione di progetto (kNm) =	623,58		
Taglio di progetto (kN) =	415,72		
Yc =	1,5	Ys =	1,15

TRAVE a L prefabbricata in cemento armato normale.

COMUNE SM COGHINAS TL DA1 A8

Dati

Interasse travi, luce di calcolo:	l =	1272	cm		L =	600	cm	
Altezza sezione, larghezza anima:	H =	150	cm		B =	50	cm	
Altezza, larghezza mensola:	hm =	45	cm		bm =	20	cm	
Lunghezza appoggio:	la =	35	cm		coprif. inf. =	5,0	cm	
Peso solaio:	Ps =	800	kg/mq	Parete:	Pp =	0	kg/m	
Sovraccarico permanente:	Sp =	100	kg/mq					
Sovraccarico accidentale:	Sa =	50	kg/mq					

Materiali

Acciaio B450C per l'armatura:	fyk =	4590	kg/cmq	γ =	1,15	
	fyd =	3991	kg/cmq			
Acciaio Feb32k (S235) per ganci di sollev	fyk =	2400	kg/cmq	γ =	1,15	
	fyd =	2087	kg/cmq			
Calcestruzzo per getto in stab.:	Rck =	400	kg/cmq	γ =	1,5	
	fcd =	188,1	kg/cmq	fctd =	14,4	kg/cmq
	c = ctg z =	2,00				

Schema statico

Trave ad una campata in semplice appoggio, carico uniforme, torsione per eccentricità del carico.

Peso trave (senza mensola):		Pt =	1875	kg/m			
Peso mensola:		Pm =	225	kg/m			
Eccentricità carichi sulla mensola:		e =	31,7	cm			
Totale permanente, eccentricità:	't + Pm + Pp + (Ps + Sp) l / 2 =		7824	kg/m	e =	24,08	cm
Coeff. sicurezza azioni permanenti:		γ =	1,3				
Totale accidentale, eccentricità:		Sa l / 2 =	318	kg/m	e =	31,67	cm
Coeff. sicurezza azioni accidentali:		γ =	1,5				
Carico totale di calcolo, eccentricità:		q =	10649	kg/m	e =	24,42	cm

Sollecitazioni massime di calcolo:

Momento, taglio e torsione:	Mc =	47921	kgm	Vc(0) =	31947	kg	Tc(0) =	7800	kgm
				Vc(d) =	16505,95	kg	Tc(d) =	4030	kgm

Verifica al ribaltamento: e_max = B / 2 + bm - Vc / fcd / la / 2 = 42,57 cm

e = **Tc / Vc =** 24,42 cm < e_max

Calcolo armature

Torsione: h x b = 150 x 50 — t = 18,75 cm — A = 4102 cmq

um = 325,00 cm

Resistenza **bielle compresse:**	Trc = 2 A t fcd' c/(1+c^2) =	57873	kgm Ž Tc(0)
Armatura **minima perimetrale:**	As / s = Tc(d) / (2 A fyd c) =	0,62	cmq/m
Armatura **minima longitudinale:**	Al = Tc(0) um c / (2 A fyd) =	15,49	cmq

Taglio: b = 50 cm — d = 145 cm — Scp = **0,0** kg/cmq

Resistenza **bielle compresse:**	Vrc = 0.9 d b ac fcd' c/(1+c^2) =	245514	kgm Ž Vc(0)
Armatura trasversale **minima agli appoggi:**	Asw / s = Vc(d) / (0.9 d fyd c) =	1,58	cmq/m

Torsione + taglio: Tc(0) / Trc + Vc(0) / Vrc = 0,135 + 0,13 = 0,265 1

Flessione: b = 50 cm — d = 145 cm

d' = 4 cm — A' / A = **0,30**

Armatura minima: A = 8,40 cmq — A' = 2,52 cmq — x / d = 0,022

Mensola: Mcm = 2600 kgm/m — Vcm = 4127 **kg/m (ridotto)**

Armatura orizzontale **minima: Ao =** 1,72 cmq/m

Taglio resistente: Vr = 18259 kg/m Ž Vcm

Armature adottate

Bracci staffe: **2** — Ø staffe: **8** — Ø inf.: **24**

Armatura minima trasversale agli appoggi: 2,82 cmq/m = 2 As + Asw — 'nØ: **2**

In mezzeria: 1,36 cmq/m = A / (L/2) x d

Appoggi: **1 staffe ø 8 / 29 cm** = 3,47 cmq/m per 150 cm dagli appoggi

Centro: **1 staffe ø 8 / 29 cm** = 3,47 cmq/m per 300 cm centrali

Armatura **orizzontale mensola: 1 ø 8 / 29 cm** = 1,73 cmq/m

Armatura **minima inferiore:** 16,14 cmq = A + Al / 2

Inferiore: **6 ø 24** = 27,14 cmq

Superiore: **2 ø 14** = 3,08 cmq

Momento resistente: Mr = 109532 kgm Ž Mc — x / d = 0,060

Ancoraggi barre: Ø_forcelle = **16**

A_min all'appoggio: **A = c/2 Vc(0) / fyd =** 8,00 cmq — fbd = 2.25 fctd = 32,5 kg/cmq

A = 6 ø 24 — Perimetro: p = þ n Ø = 45,24 cm

lad = 48 cm

Forcelle:		4 ø 16 =	8,04	cmq Ž A_min		Lmin =	84	cm	
Verifica ganci di sollevamento									
Coefficiente dinamico, peso trave:		Cd =	1,15			Pts =	16200	kg	
Num. ganci, carico / gancio, Ø barra:		n =	4		F =	4050	kg	Ø =	22 mm
Apertura gancio:		b =	60	°					
Tensione di calcolo:	1.5 F / 2 Ø / cos (b/2) =		923	kg/cmq < fyd = 2086 kg/cmq					
Ancoraggio con uncini su mandrino:		D =	11	cm					
Lunghezza di ancoraggio, totale:		la =	62	cm		Lt =	210	cm	
Verifica agli stati limite di esercizio									
Sollecitazioni massime in esercizio:		h =	150	cm		b =	50	cm	
		d =	145	cm		d' =	4	cm	
		A =	19,40	cmq		A' =	3,08	cmq	
		M =	36639	kgm					
Asse neutro:		x =	34,98	cm					
Tensione acciaio:		Sa (kg/cmq) =	1413	< 0.70 fyk = 3213 kg/cmq					
Tensione calcestruzzo:		Sc (kg/cmq) =	29,9	< 0.45 fck = 149,4 kg/cmq					
Fessurazione per carico permanente:	c = 28 mm, s = 45 mm, k2 = 0.4, k3 = 0.20, ß1 = 1.0, ß2 = 0.5, E = 2100000 kg/cmq,								
		Rr =	8,0	/ 1000		Srm =	304	mm	
		Ssr =	3855	kg/cmq		Ss =	1358	kg/cmq	
		Esm =	0,26	/ 1000		Wm = Srm Esm =	0,079	mm	
		Wk = 1.7 Wm =	0,13	mm 0.2 mm					
Deformazione:	f = 5/384 q L^4 / (EJ) = 5/48 M L^2 / (EJ) = 5/48 Esm L^2 / (h-x),								
Per il carico massimo:		f =	0,17	cm	f/l = 1 /	3489,03			
Calcestruzzo:			5,628	mc					
Acciaio:			300	kg					
Dati per scheda CE									
fck (N/mm2) =		33							
ftk (N/mm2) =		540		fyk (N/mm2) =		450			
Portata (carico totale) (kN/m) =		59,25							
Flessione di progetto (kNm) =		359,32							
Taglio di progetto (kN) =		239,55							
Yc =		1,5		Ys =		1,15			

TRAVE a T rovescio prefabbricata in cemento armato normale.

COMUNE SMC TRAVE TR DAT1 AT8

Dati

Interassi travi, luce di calcolo:	Isx =	**1227**	cm	Idx =	**3208**	cm	L =	**600**	cm	
Altezza sezione, larghezza anima:	H =	**150**	cm		B =	**50**	cm			
Altezza, larghezza mensola:	hm =	**45**	cm		bm =	**20**	cm			
Lunghezza appoggio:	la =	**35**	cm		coprif. inf. =	**5,0**	cm			
Peso solaio:	Ps =	**750**	kg/mq	Parete:	Pp =	**0**	kg/m			
Sovraccarico permanente:	Sp =	**150**	kg/mq							
Sovraccarico accidentale:	Sa =	**50**	kg/mq							

Materiali

Acciaio B450C per l'armatura:	fyk =	4590	kg/cmq	γ =	1,15	
	fyd =	3991	kg/cmq			
Acciaio Feb32k per ganci di sollev.:	fyk =	3200	kg/cmq	γ =	1,3	
	fyd =	2462	kg/cmq			
Calcestruzzo per getto in stab.:	Rck =	**500**	kg/cmq	γ =	1,5	
	fcd =	235,2	kg/cmq	fctd =	16,8	kg/cmq
	c = ctg z =	**2,00**				

Schema statico

Trave ad una campata in semplice appoggio, carico uniforme, torsione per eccentricità del carico.

Peso trave (senza mensola):	Pt =	1875	kg/m			
Peso mensola:	Pm =	225	kg/m			
Eccentricità carichi sulla mensola:	e =	31,7	cm			
Totale permanente, eccentricità:	ŧ2Pm+Pp+(Ps+Sp)(Isx+Idx)/2 =	22283	kg/m	e =	12,67	cm
Coeff. sicurezza azioni permanenti:	γ =	1,3				
Totale accidentale, eccentricità:	Sa (Isx**+Idx) / 2 =**	1109	kg/m	e =	14,14	cm
Coeff. sicurezza azioni accidentali:	γ =	1,5				
Carico totale di calcolo, eccentricità:	q =	30631	kg/m	e =	12,75	cm

Sollecitazioni massime di calcolo:

Momento, taglio e torsione:	Mc =	137840	kgm	Vc(0) =	91893	kg	Tc(0) =	11715 kgm
				Vc(d) =	47478,05	kg	Tc(d) =	6053 kgm

Verifica al ribaltamento

e_max = B / 2 - Vc / fcd / la / 2 = 19,42 cm

e = **Tc / Vc =** 12,75 cm < e_max

Calcolo armature

Torsione:	h x b = 150 x 50	t =	18,75	cm			A =	4102	cmq
		um =	325,00	cm					
	Resistenza bielle compresse:				Trc = 2 A t fcd' c/(1+c^2) =		72341	kgm Ž Tc(0)	
	Armatura **minima perimetrale:**				As / s = Tc(d) / (2 A fyd c) =		0,92	cmq/m	
	Armatura **minima longitudinale:**				Al = Tc(0) um c / (2 A fyd) =		23,26	cmq	
Taglio:		b =	50	cm	d =	145 cm	Scp =	**0,0**	kg/cmq
	Resistenza bielle compresse:				Vrc = 0.9 d b ac fcd' c/(1+c^2) =		306893	kgm Ž Vc(0)	
	Armatura trasversale **minima agli appoggi:**				Asw / s = Vc(d) / (0.9 d fyd c) =		4,56	cmq/m	
Torsione + taglio:		Tc(0) / Trc + Vc(0) / Vrc =			0,162 + 0,299 =	0,461	1		
Flessione:		b =	50	cm	d =	145 cm			
		d' =	4	cm	A' / A =	**0,20**			
		Armatura minima: A =	24,40	cmq	A' =	4,88	cmq	x / d =	0,057
Mensola:		Mcm =	6395	kgm/m	Vcm =	14171	**kg/m (ridotto)**		
	Armatura orizzontale **minima: Ao =**		4,24	cmq/m					
	Taglio resistente: Vr =		21810	kg Ž Vcm					

Armature adottate

	Bracci staffe:	**4**	Ø staffe:	**8**	Ø inf.:	**24**	
	Armatura minima trasversale agli appoggi:	6,41	cmq/m = 2 As + Asw		¹nØ:	**2**	
	In mezzeria:	3,10	cmq/m = A / (L/2) x d				
	Appoggi:	**2 staffe ø 8 / 11 cm**		= 18,28 cmq/m per 150 cm dagli appoggi			
	Centro:	**2 staffe ø 8 / 11 cm**		= 18,28 cmq/m per 300 cm centrali			
	Armatura **orizzontale mensola:**	**1 ø 8 / 11 cm**		= 4,57 cmq/m			
	Armatura **minima inferiore:**	36,03	cmq = A + Al / 2				
	Inferiore:	**10 ø 24**		= 45,24 cmq			
	Superiore:	**4 ø 14**		= 6,16 cmq			
	Momento resistente: Mr =	188426	kgm Ž Mc	x / d =	0,080		

Ancoraggi barre

	Ø_forcelle =	**24**			
	A_min all'appoggio: **A = c/2 Vc(0) / fyd =**	23,02	cmq	fbd = 2.25 fctd =	37,7 kg/cmq
	A =	10 ø 24		Perimetro: p = þ n Ø =	75,40 cm
	lad =	66	cm		

	Forcelle:	**6 ø 24 =**	27,14	cmq Ž A_min		Lmin =	**101**	cm
Verifica ganci di sollevamento								
Coefficiente dinamico, peso trave:		Cd =	1,15			Pts =	**18000**	kg
Num. ganci, carico / gancio, Ø barra:		n =	**4**		F =	4500 kg	Ø =	**22** mm
Apertura gancio:		b =	60	°				
Tensione di calcolo:	1.5 F / 2 Ø / cos (b/2) =		1025	kg/cmq < fyd = 2461 kg/cmq				
Ancoraggio con uncini su mandrino:		D =	11	cm				
Lunghezza di ancoraggio, totale:		la =	60	cm		Lt =	204	cm
Verifica agli stati limite di esercizio								
Sollecitazioni massime in esercizio:		h =	150	cm		b =	50	cm
		d =	145	cm		d' =	4	cm
		A =	33,61	cmq		A' =	6,16	cmq
		M =	105261	kgm				
Asse neutro:		x =	43,58	cm				
Tensione acciaio:		Sa (kg/cmq) =	**2387**	< 0.70 fyk = 3213 kg/cmq				
Tensione calcestruzzo:		Sc (kg/cmq) =	**68,4**	< 0.45 fck = 186,7 kg/cmq				
Fessurazione per carico permanente:	c = 28 mm, s = 45 mm, k2 = 0.4, k3 = 0.20, ß1 = 1.0, ß2 = 0.5, E = 2100000 kg/cmq,							
		Rr =	13,9	/ 1000		Srm =	203	mm
		Ssr =	2582	kg/cmq		Ss =	2273	kg/cmq
		Esm =	0,43	/ 1000	Wm = Srm Esm =		0,088	mm
		Wk = 1.7 Wm =	**0,15**	mm < 0.2 mm				
Deformazione:	f = 5/384 q L^4 / (EJ) = 5/48 M L^2 / (EJ) = 5/48 Esm L^2 / (h-x),							
Per il carico massimo:		f =	**0,32**	cm	f/l = 1 /	1903,86		

Calcestruzzo:	**6,231**	mc
Acciaio:	**708**	kg

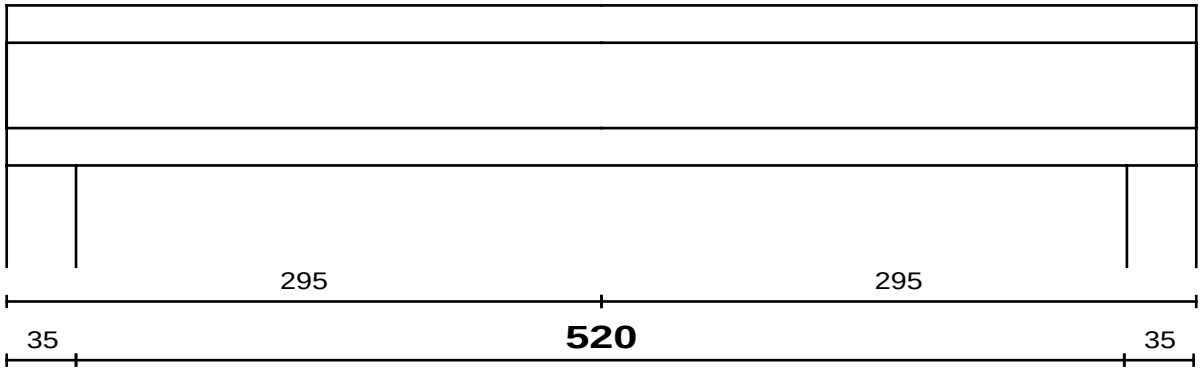
Dati per scheda CE

fck (N/mm2) =	42		
ftk (N/mm2) =	540	fyk (N/mm2) =	450
Portata (carico totale) (kN/m) =	208,80		
Flessione di progetto (kNm) =	1032,29		
Taglio di progetto (kN) =	688,19		
Yc =	1,5	Ys =	1,15

TRAVE prefabbricata in cemento armato precompresso.

Anonimo

VISTA LATERALE



Interasse: I = 1342.0 cm.

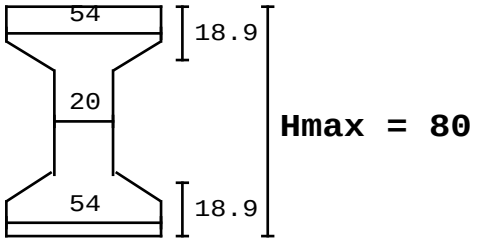
Pendenza longitudinale: 0.0 %.
Coeff. incremento luci: Cl = 1 / cos arctg(0.0%) = 1.000.
Coeff. riduzione carichi: Cc = 1 / Cl = 1.000.

MATERIALI

Acciaio non preteso: B 450 C per l'armatura,
Fe B 32 k (S 235) per i ganci di sollevamento.
Acciaio preteso: 2 trefoli da 0.6" (2.78 cmq),
E = 2000000 kg/cmq, fp()k = 17000 kg/cmq, fptk = 19000 kg/cmq,
caduta di tensione per rilassamento con tiro pari a 0.75 fptk: 5.2 %,
di cui 1.3 % prima del taglio.
Calcestruzzo: Rckj = 400 kg/cmq, Rck = 550 kg/cmq,
ritiro finale: -0.00030, coefficiente finale di viscosità: 2.30.

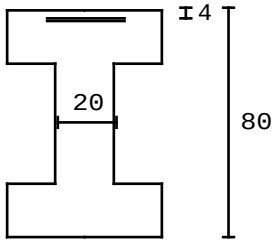
SEZIONI

In campata

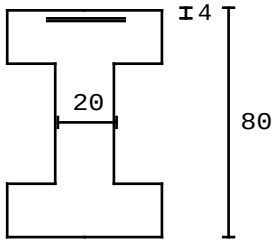


A filo interno degli appoggi

Sinistra



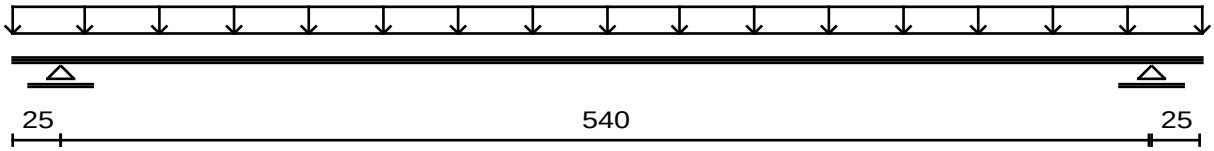
Destra



Caratteristiche trapezi (dal basso verso l'alto) della sezione massima:

h (cm):	12.0	10.0	36.0	10.0	12.0
bi(cm):	54.0	54.0	20.0	20.0	54.0
bs(cm):	54.0	20.0	20.0	54.0	54.0

SCHEMA STATICO



ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio trave:	= 721 kg/m
Getto superiore:	= 100 kg/m
Sovraccarico permanente: 493.0 kg/mq x I x Cc	= 6616 kg/m
Sovraccarico accidentale: 300.0 kg/mq x I x Cc	= 4026 kg/m

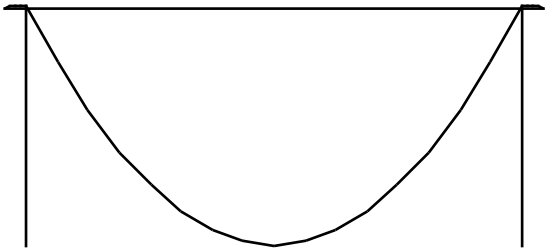
Coeff. di forma per la neve (sx, centro, dx): 0.800, 0.800, 0.800.
Coeff. di forma per la neve equivalente a flessione: μ = 0.800.

Neve: μ x 61 kg/mq x I x Cc x Cc	= 655 kg/m

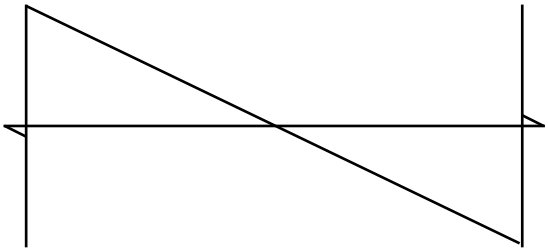
Coefficienti di forma per il vento verso il basso: ce =-0.40, ci = 0.50.
Vento verso il basso: (ce + ci) x 104 kg/mq x I = 140 kg/m
Coefficienti di forma per il vento verso l'alto: ce =-0.40, ci =-0.60.
Vento verso l'alto: (ce + ci) x 104 kg/mq x I =-1396 kg/m
Coefficienti di sicurezza per il carico permanente, max/min: 1.30 / 1.00
Coefficienti di sicurezza per la precompressione, min/max: 0.90 / 1.20
Coefficienti di sicurezza per i carichi variabili, max/min: 1.50 / 0.00
Carico caratteristico massimo verso il basso: 12258 kg/m
Carico di calcolo iniziale, min/max: 721 / 9668 kg/m
Carico di calcolo in esercizio, min/max: 5343 / 16900 kg/m
Zona sismica = 4, Categoria suolo = C, St = 1.00
Coeff. combinazione carico: accidentale 0.60 neve 0.00 vento 0.00
Massa sismica: 9853 kg/m
Sisma orizzontale
Periodo vibrazione: T = k L^2 √(m/EJ) = 0.177 sec
Periodo oscillazione: T = 4 √(2 Hmed / g) = 1.616 sec
Periodo finale: T = √(∑T^2) = 1.625 sec
a = 0.150 g, S = 1.475, Tb = 0.140 s, Tc = 0.410 s, Td = 2.200 s, q = 2.80
Fo = 2.500, Sd = 0.050 g, Azione sismica (SLV) = ± 491 kg/m
Sisma verticale
Periodo vibrazione: T = k L^2 √(m/EJ) = 0.117 sec
a = 0.150 g, Ss = 1.000, Tb = 0.050 s, Tc = 0.150 s, Td = 1.000 s, q = 1.50
Fv = 1.307, Sv = 0.131 g, Azione sismica (SLV) = ± 1288 kg/m
Carico sismico di calcolo (SLV), min/max: 8565 / 11140 kg/m
Carico sismico di esercizio (SLD), min/max: 9067 / 10638 kg/m
Sismico orizzontale di calcolo (SLV): 491 kg/m

DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI CON CARICO CARATTERISTICO MASSIMO

Momento flettente
Mmax = 44297 kgm
Mmin = -383 kgm



Sforzo di taglio
Vmax = 33097 kg
Vmin = -33097 kg



Per il calcolo e la verifica delle armature, il diagramma del momento flettente è traslato per effetto del taglio.

VERIFICHE DELLA ZONA PRECOMPRESSA

Caratteristiche della sezione richiedente la massima armatura:
distanza dall'estremo sinistro della trave: 212 cm.
h = 80.0 cm, A = 2756.0 cmq, hg = 40.0 cm, J = 2015181 cm4.
Armatura non pretesa superiore nella trave:
A = 4 ø 16 = 8.04 cmq, a 4.0 cm dal bordo.
Armatura non pretesa inferiore per precompressione parziale:
A = 4 ø 14 = 6.16 cmq, a 4.0 cm dal bordo.

Armatura pretesa:

Posizione	Sezione (cmq)	Altezza (cm)	Tensione di tiro (kg/cmq)	Forza di tiro (kg)
A	2.780	7.5	10800	30024
B	2.780	5.0	10800	30024

Caduta di tensione per rilassamento prima del taglio: 0.10 %.
Tensione nell'acciaio al taglio: 10789 kg/cmq.
Geometria armatura pretesa: A = 5.560 cmq, hg = 6.250 cm, J = 8.69 cm4.

Verifiche della sezione:
Fase 1 = taglio dei cavi ed applicazione del peso proprio;
Fase 1a= con peso proprio diminuito per effetto dinamico;
Fase 1b= con peso proprio aumentato per effetto dinamico;
Fase 2 = carico permanente con calcestr. indurito (senza perdite);
Fase 3 = carico permanente con perdite avvenute;
Fase 3a= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale minimo;
Fase 3b= carico permanente + frazione quasiperm. carico accidentale massimo;
Fase 4 = carico minimo di esercizio;

Fase 5 = carico massimo di esercizio;
Fase 6 = carico minimo sismico (se presente);
Fase 7 = carico massimo sismico (se presente);
Simboli:
E (kg/cmq): modulo di elasticità del calcestruzzo;
A (cmq) : area della sezione omogeneizzata;
hg (cm) : altezza baricentro;
J (cm4) : momento d'inerzia;
M (kgm) : momento flettente dovuto al carico;
Sa (kg/cmq): tensione nell'acciaio preteso;
Sci (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo inferiore;
Scs (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo al bordo superiore;
Mc (kgm) : momento sollecitante di calcolo (minimo per le fasi 1a, 4 e 6, massimo per le fasi 1b, 5 e 7);
Nc (kg) : sforzo normale di calcolo (massimo o minimo);
X (cm) : altezza zona compressa;
Ec (/1000) : deformazione calcestruzzo al lembo più compresso;
Ea (/1000) : deformazione acciaio oltre la decompressione;
Mr (kgm) : momento resistente di calcolo (deve essere Mr < Mc per le fasi 1a, 4 e 6 e Mr > Mc per le fasi 1b, 5 e 7).

Fase 1 : E = 360000, A = 2850.0, hg = 39.8, J = 2132923.
Fasi 2, 3, 4, 5, 6 e 7: E = 422137, A = 2801.3, hg = 39.4, J = 2069711.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	2606	10519	-53.8	12.0	===	===	===	===	===	===
1a	2215	10516	-54.5	12.7	2215	-71987	10.83	-1.66	===	-24439
1b	2996	10523	-53.0	11.2	3895	===	10.38	-1.64	10.00	81641
2	26875	10704	-7.5	-35.6	===	===	===	===	===	===
3	26875	10006	-3.7	-36.7	===	===	===	===	===	===
3a	26371	10002	-4.7	-35.7	===	===	===	===	===	===
3b	28618	10019	-0.4	-40.1	===	===	===	===	===	===
4	21831	9968	-13.3	-26.8	19308	-50220	5.93	-0.85	===	-25321
5	44297	10139	29.5	-70.9	61071	===	7.55	-1.14	10.00	82596
6	32767	10051	7.5	-48.3	30951	-50220	5.93	-0.85	===	-25321
7	38443	10094	18.3	-59.4	40259	===	7.55	-1.14	10.00	82596

Perdita totale di tensione nell'acciaio (tra le fasi 2 e 3): -697 kg/cmq.
La perdita è dovuta a:
- ritiro del calcestruzzo;
- fluage del calcestruzzo alla tensione intermedia tra quella iniziale e quella finale alla quota del baricentro dell'armatura;
- recupero elastico del calcestruzzo;
- rilassamento dell'acciaio ridotto in funzione delle perdite precedenti secondo la formula fornita dalla normativa italiana.

Verifica allo stato limite di formazione delle fessure
Nelle fasi 3, 3a e 3b la sezione è tutta compressa (s.l. decompressione).
Valore amm. della tensione di trazione per flessione (frattili inferiori):
iniziale: 25.99 kg/cmq; in esercizio: 32.14 kg/cmq.
La tensione di trazione al bordo inferiore in fase 5 e/o 7 è troppo alta.
La verifica allo stato limite ultimo (Mr > Mc) rimane soddisfatta, ma è necessario verificare la sezione a precompressione parziale.
Sollecitazioni rispetto al centro della sezione:
per carico esterno: Ne = 0 kg, Me = 44297 kgm;
per precompressione: Np = -55800 kg, Mp = -18832 kgm;
totale: N = -55800 kg, M = 25465 kgm.
Sezione a T: h = 80.0 cm, s = 18.9 cm, b = 54.0 cm, bo = 20.0 cm.
Armatura omog. alla non-pretesa: A = 11.45 cmq, h = 5.04 cm, n = 4.97.
Verifica a presso-flessione: X = 25.1 cm, Sc = -97.5 kg/cmq,
Sa = 10932 kg/cmq, (complessiva nel baricentro dell'armatura pretesa),
Ss = 984 kg/cmq, (nel baricentro dell'armatura non pretesa).
Calcolo dell'apertura delle fessure:
tensione nell'acciaio a sezione fessurata: Ss = 984 kg/cmq,
tensione nell'acciaio per Sci = fctm: Ssr = 1276 kg/cmq,
coefficiente di aderenza: ß1 = 1.0,
coefficiente di sollecitazione: ß2 = 0.5,
deformazione media dell'armatura: Esm = 0.187 / 1000,
copriferro: c = 28 mm, distanza barre: s = 50 mm,
coefficiente di aderenza: k2 = 0.4,
coeff. diagramma tensioni: k3 = 0.220,
diametro barre: ø = 14 mm, sezione acciaio: As = 6.16 cmq,

d_eff = 13.3 cm, b_eff = 54.0 cm, Ac_eff = 718.2 cmq,
Rr = As / Ac_eff = 0.0086,
distanza media tra le fessure: Srm = 209.5 mm,
valore caratteristico di apertura delle fessure:
Wk = 1.7 x Esm x Srm = 0.07 mm ≤ 0.20 mm.

Verifica tensioni di esercizio nel conglomerato
Compr. sup. massima: 97.5 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 273.9 kg/cmq
Compr. inf. massima: 13.3 kg/cmq ≤ 0.60 fck = 273.9 kg/cmq
Compr. sup. permanente: 0 ≤ 36.7 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 205.4 kg/cmq
Compr. inf. permanente: 0 ≤ 3.7 kg/cmq ≤ 0.45 fck = 205.4 kg/cmq

Verifica tensioni iniziali nel conglomerato
Compr. sup. massima: 0.0 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq
Compr. inf. massima: 54.5 kg/cmq ≤ 0.60 fckj = 199.2 kg/cmq
Traz. sup. massima: 12.7 kg/cmq ≤ 0.10 fckj = 33.2 kg/cmq
Traz. acciaio sup.: 646 kg/cmq ≤ 2150 kg/cmq

Verifica tensioni limite per l'acciaio pre-teso
Tensione di tiro: 10800 kg/cmq ≤ 0.90 fp()k = 15300 kg/cmq
Tensione finale permanente: 10006 kg/cmq ≤ 0.60 fptk = 11400 kg/cmq
Tensione finale massima: 10932 kg/cmq ≤ 0.66 fptk = 12540 kg/cmq

Verifica tensione di esercizio dell'armatura inferiore
Trazione massima: 984 kg/cmq ≤ 0.70 fyk = 3213 kg/cmq

Verifica allo stato limite di deformazione
f = 5.50 / 384 q L^4 / (E J) = 5.50 / 48 M L^2 / (E J) =
= 5.50 / 48 (Sci - Scs) L^2 / E / h

Fase	1	2	3	4	5	6	7	fessurata
f(cm)	-0.08	0.02	0.09	0.07	0.15	0.11	0.13	0.26

Zone intubate a sinistra

Verifica a 26 cm dall'estremo sinistro:
h = 80.0 cm, A = 2756.0 cmq, hg = 40.0 cm, J = 2015181 cm4.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	1357	10508	-56.1	14.3	===	===	===	===	===	===
1a	1153	10507	-56.5	14.7	1153	-71987	10.83	-1.66	===	-24439
1b	1560	10510	-55.7	13.9	2028	===	10.38	-1.64	10.00	81641
2	13994	10604	-32.0	-10.4	===	===	===	===	===	===
3	13994	9694	-27.0	-11.9	===	===	===	===	===	===
4	11367	9675	-32.0	-6.8	10054	-49124	5.83	-0.83	===	-25304
5	23066	9763	-9.7	-29.7	31800	===	7.55	-1.14	10.00	82596
6	17062	9718	-21.2	-17.9	16116	-49124	5.83	-0.83	===	-25304
7	20017	9740	-15.5	-23.7	20963	===	7.55	-1.14	10.00	82596

Scorrimento trefoli pretesi in testata secondo UNI EN 13225:

Cavo	lpt2 (mm)	ΔLo (mm)
trefoli da 0.6"	1000	2.10

Zone intubate a destra

Verifica a 564 cm dall'estremo sinistro:
h = 80.0 cm, A = 2756.0 cmq, hg = 40.0 cm, J = 2015181 cm4.

Fase	M	Sa	Sci	Scs	Mc	Nc	X	Ec	Ea	Mr
1	1357	10508	-56.1	14.3	===	===	===	===	===	===
1a	1153	10507	-56.5	14.7	1153	-71987	10.83	-1.66	===	-24439
1b	1560	10510	-55.7	13.9	2028	===	10.38	-1.64	10.00	81641
2	13994	10604	-32.0	-10.4	===	===	===	===	===	===
3	13994	9694	-27.0	-11.9	===	===	===	===	===	===
4	11367	9675	-32.0	-6.8	10054	-49124	5.83	-0.83	===	-25304
5	23066	9763	-9.7	-29.7	31800	===	7.55	-1.14	10.00	82596
6	17062	9718	-21.2	-17.9	16116	-49124	5.83	-0.83	===	-25304
7	20017	9740	-15.5	-23.7	20963	===	7.55	-1.14	10.00	82596

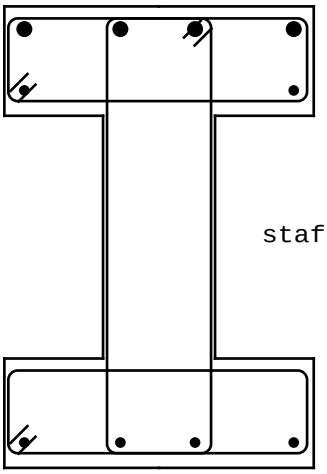
Scorrimento trefoli pretesi in testata secondo UNI EN 13225:

Cavo	lpt2 (mm)	ΔLo (mm)
trefoli da 0.6"	1000	2.10

DESCRIZIONE ARMATURE ADOTTATE

Sezione trasversale generica (Hmax = 80 cm)
Ganci staffe a 135° lunghi 10 ø.

NB: la copertura deve essere fissata alla trave.



4 ø 16

2 ø 8

staffe ø 8 (passo massimo 9 cm)

staffe verticali ø 8

4 ø 14

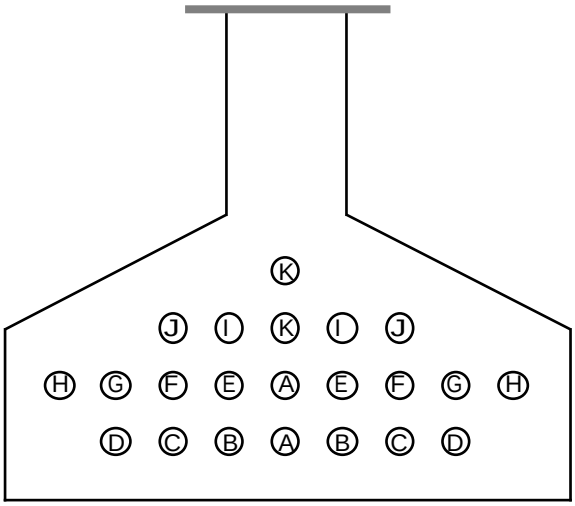
staffe ø 8 su tutta la lunghezza

Armatura pretesa:

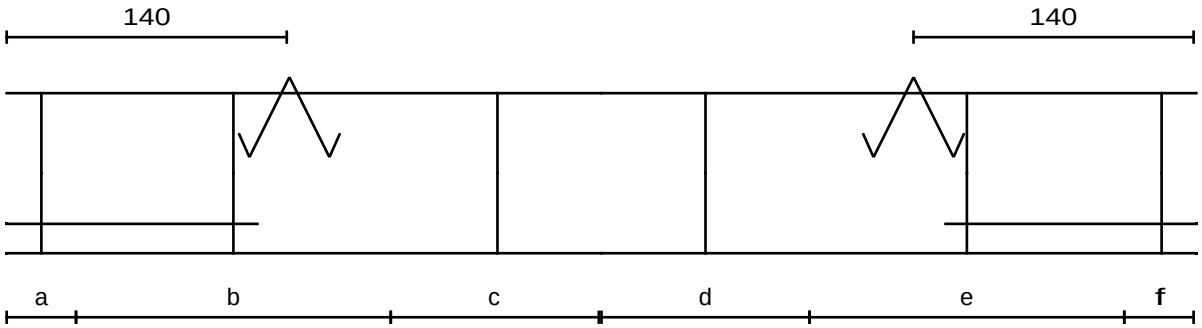
Posizione	Tipo	Distanza dal fondo (cm)	Forza di tiro (kg)	Tubo di sinistra (cm)	Tubo di destra (cm)
A	2 trefoli da 0.6"	7.5	2 x 15012	0	0
B	2 trefoli da 0.6"	5.0	2 x 15012	0	0

Allungamento al tiro per cassero lungo 100 m: 54 cm.

Disposizione trefoli



Sezione longitudinale (armature longitudinali, inclinazione staffe, ganci)



Ganci

Si utilizzano 2 ganci doppi ø 18.

I ganci devono avere un'apertura di 60 ° e terminare con uncini piegati su

mandrino con diametro >= 9 cm.
Lunghezza totale gancio: 180 cm.

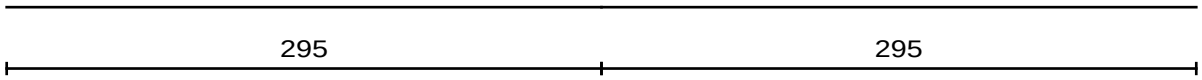
Staffe

Campo	Zona	Estensione (cm)	ø	Passo (cm)	Numero	Inclinazione (gradi)
a	Appoggio	35	8	--	7	90
b	Campata	156	8	12	--	90
c	Campata	104	8	30	--	90
d	Campata	104	8	30	--	90
e	Campata	156	8	12	--	90
f	Appoggio	35	8	--	7	90

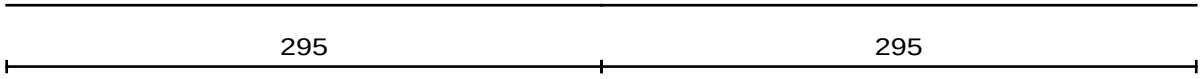
In presenza di carroponte, la trave deve comunque essere collegata alle coppelle con cavallotti e getto o altri dispositivi che non permettano lo spostamento relativo.
L'estensione dei campi si misura a metà altezza della trave.
L'inclinazione si misura rispetto all'armatura inferiore.

Armatura superiore

4 ø 16 L = 590 cm

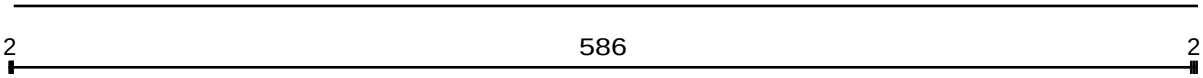


2 ø 8 L = 590 cm

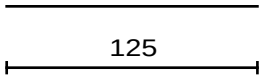


Armatura inferiore

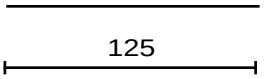
4 ø 14 L = 586 = 586 cm



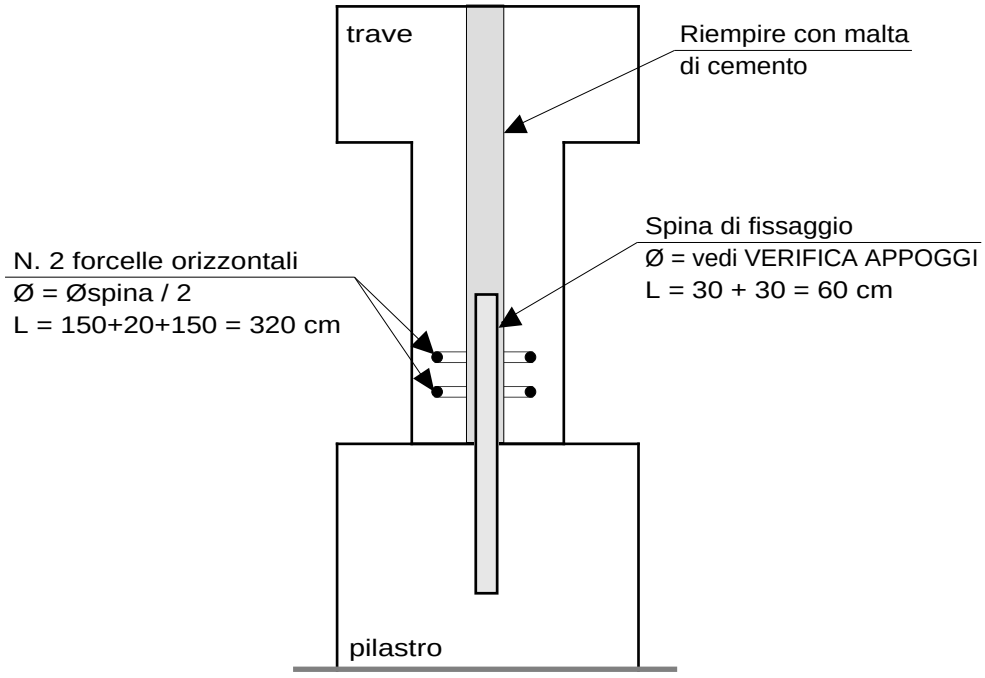
4 forcelle orizzontali ø 18
L = 125 + 13 + 125 = 263 cm



4 forcelle orizzontali ø 18
L = 125 + 13 + 125 = 263 cm



Spina di fissaggio sugli appoggi per zona sismica



Totale acciaio normale: 240 kg.
Totale acciaio preteso: 26 kg.

PESO DEL MANUFATTO E VERIFICA DEI GANCI

Peso trave con effetto dinamico: 1.15 x 721 kg/m x 5.9 m = 4892 kg.
Forza massima di calcolo per gancio: 3669 kg.
Forza per gambo inclinato di 30°: F = 2118 kg.
Sezione: A = 1 ø 18 = 2.54 cmq. Tensione: F / A = 832 kg/cmq ≤ 2087 kg/cmq.
Tensione di aderenza di calcolo: 8.2 kg/cmq.
Lunghezza di ancoraggio minima necessaria: 46 cm.
Lunghezza di ancoraggio, compreso il gancio: 94 cm.

VERIFICA APPOGGI

Appoggio minimo: 35 cm.
Appoggio minimo ammissibile: 8 cm + L / 300 = 9.7 cm.
Forza orizzontale sismica di calcolo (q = 1, T = 1.50 sec): Fo = 4969 kg.
Sezione spina: 1 ø 24 = 4.52 cmq.
Coefficiente di riduzione della resistenza per sforzo di taglio: 0.577.
Forza resistente: 10418 kg ≥ Fo.

LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO MINIME NECESSARIE

Tensione di aderenza di calcolo: 40.18 kg/cmq.
Lunghezza di ancoraggio barre ø 18: 45 cm.
Agli appoggi la lunghezza di ancoraggio (la) è calcolata per uno sforzo (S) uguale al 100 % (staffe inclinate a 90°, ctg z = 2.00) dello sforzo di taglio (V) agente sulla sezione di armatura (A).
App. di sin.: V = 45629 kg, S = 45629 kg, A = 8 ø 18 = 20.36 cmq, la = 26 cm.
App. di des.: V = 45629 kg, S = 45629 kg, A = 8 ø 18 = 20.36 cmq, la = 26 cm.
Lunghezza di ancoraggio trefoli di precompressione: 90 cm.
Lunghezza di ancoraggio barre ø 16 superiori: 80 cm.
Di questi valori si è già tenuto conto nel dimensionamento delle armature.

VERIFICA DELLE ARMATURE TRASVERSALI IN CAMPATA

Le verifiche a taglio sono svolte nelle seguenti sezioni:
- in tutte le sezioni in cui varia l'armatura trasversale.

Si utilizzano le seguenti notazioni per le quantità non ancora definite:
X (cm) : distanza in pianta dall'estremo sinistro della trave
A (cmq/m) : armatura trasversale
V (kg) : sforzo di taglio di calcolo
Vrc (kg) : sforzo di taglio sopportabile dal conglomerato
Vrs (kg) : resistenza dell'armatura trasversale
Inclinazione dei puntoni compressi: ctg z = 2.00
Deve essere: Vrc ≥ V, Vrs ≥ V.

X	h	d	b	A	V	Vrc	Vrs
35	80.00	76.00	20.00	2ø 8a90°/12= 8.38	43939	70776	45742
191	80.00	76.00	20.00	2ø 8a90°/30= 3.35	17550	70776	18297
399	80.00	76.00	20.00	2ø 8a90°/30= 3.35	17550	70776	18297
555	80.00	76.00	20.00	2ø 8a90°/12= 8.38	43939	70776	45742

VERIFICA AD INSTABILITA' PER RIBALTAMENTO

Larghezza agli appoggi: b = 20 cm,
Smussi del cassero: s = 1.5 cm,
Max inclinazione longitudinale ammessa per la trave: r = 0.0050 ,
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento: c = 1.50 .

Fase 1: montaggio della trave.
E' esclusa la presenza del vento. Il momento ribaltante di calcolo è dato da un coeff. di spinta pari a cs = 1.50 %, applicato al peso della trave.
Peso trave: P = 4254 kg.
Altezza del baricentro dagli appoggi: ht = 40.00 cm.
Momento ribaltante di calcolo: MRtr = c · P · cs · ht = 38 kgm.
Momento stabilizzante per larghezza degli appoggi:
MStr = P · (b / 2 - s - r · ht) = 353 kgm ≥ MRtr.

Fase 2: coppia di travi collegate con coppelle in semplice appoggio.
Momento ribaltalte di calcolo per il vento:
qv = 104 kg/mq, A = 4.72 mq, cv (locale) = 1.40,
Momento ribaltante di calcolo: MRv = c · cv · qv · A · ht = 412 kgm.
Momento ribaltante per spinta cs = 1.50 % dei carichi:
per le due travi: MRt = 2 · MRtr = 76 kgm,
per gli elementi di copertura: hc = 80.00 cm, Pc = 39624 kg,
MRc = c · Pc · cs · hc = 713 kgm,
totale: MRT = MRt + MRc = 789 kgm.

Momento ribaltante massimo: MRm = 789 kgm.
Momento stabilizzante delle travi: MSt = 2 · MStr = 706 kgm.
Momento stabilizzante per la copertura:
larghezza ala superiore: B = 54.00 cm,
MSc = Pc / 2 · (b / 2 - s - r · hc + B / 2 - s) = 6657 kgm.
Momento stabilizzante totale: MStc = MSt + MSc = 7363 kgm ≥ MRm.
Fase 3: copertura completa con carico massimo e spinta sismica.
La verifica con il vento è già stata svolta nella fase 2.
Forza orizzontale: qo = 491 kg/m, altezza: hc = 80.00 cm,
Momento ribaltante: mr = qo · hc = 393 kgm/m.
Momento stabilizzante per larghezza degli appoggi:
ms = q · (b / 2 - s - r · ht) = 993 kgm/m ≥ mr.

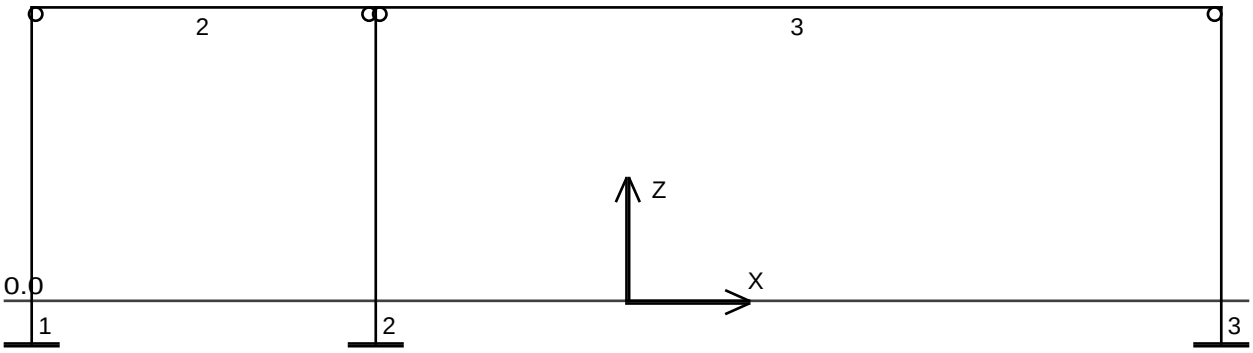
DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 46
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450
fpk (N/mm2) = 1860 fp0.1k (N/mm2) = 1670
Portata (condizione di carico totale) (kN/m) = 113.14
Flessione di progetto (kNm) = 434.42
Taglio di progetto (kN) = 324.58
Yc = 1.50 Ys = 1.15

PILASTRI in cemento armato normale.

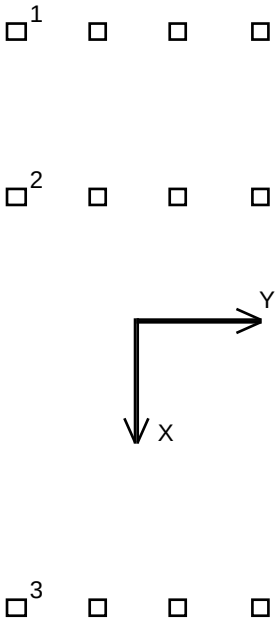
PILASTRI 21-36-13/22-35-12/23-34-11/24-33-10/25-32-9/26-31-8/27-30-7

SCHEMA STATICO TRASVERSALE



Interasse longitudinale: I = 600.0 cm.

PIANTA

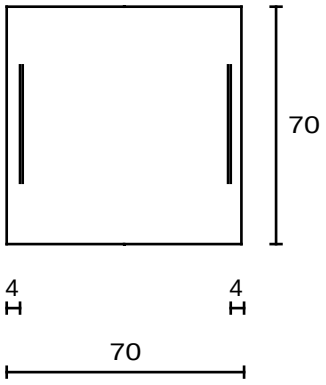


MATERIALI

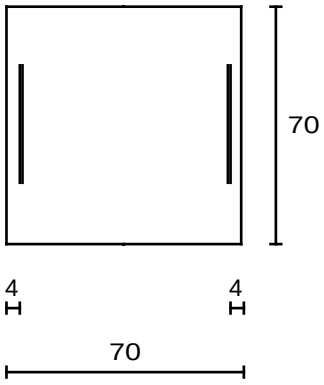
Acciaio B 450 C per l'armatura.
Acciaio Fe B 32 k (S 235) per i ganci di sollevamento.
Calcestruzzo Rck = 350 kg/cmq.

SEZIONI RESISTENTI

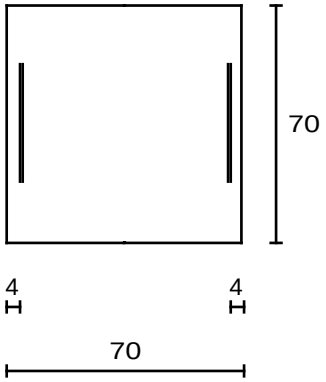
Pilastro 1



Pilastro 2



Pilastro 3



CARATTERISTICHE PILASTRI

Pilastro	1	2	3
Lunghezza infissione (cm)	150	150	150
Quota sotto pavimento (cm)	150	150	150
Quota copertura sx (cm)	0	1050	1050
Eccentr. cop. sx (cm)	0	-25	-25
Quota copertura dx (cm)	1050	1050	0
Eccentr. cop. dx (cm)	25	25	0
Quota sopra testa (cm)	100	100	100
Quota mensola ant. (cm)	250	250	0
Eccentr. mens. ant. (cm)	50	50	0
Perm. mens. ant. (kg)	30400	30400	0
Accid. mens. ant. (kg)	0	0	0
Quota mensola post. (cm)	250	250	0
Eccentr. mens. post. (cm)	50	50	0
Perm. mens. post. (kg)	30400	30400	0
Accid. mens. post. (kg)	0	0	0
Num. pilastri (<0=bloccati)	4	4	4
Incastro=1, cerniera=0	1	1	1

CARATTERISTICHE CAMPATE

Campata	2	3
Interasse (cm)	1227	3026
Sbalzo di sinistra (cm)	0	0
Sbalzo di destra (cm)	0	0
Carico permanente (kg/mq)	800	750
Carico accidentale (kg/mq)	50	50

NEVE

Per le campate in cui il carico permanente è ≠ 0, il carico accidentale non è inferiore a: 0.80 x 61 kg/mq = 48.8 kg/mq.

VENTO

Carico sulle superfici sopravvento: 0.80 x 104 kg/mq = 83.2 kg/mq.
Carico sulle superfici sottovento: -0.40 x 104 kg/mq =-41.6 kg/mq.
Carico radente sulla copertura: 0.04 x 104 kg/mq = 4.1 kg/mq.
Coefficiente dinamico per vento trasversale: 0.90.
Coefficiente dinamico per vento longitudinale: 0.90.

SISMA

Zona sismica = 4, Categoria suolo = C, St = 1.00
a = 0.120 g, S = 1.500, Fo = 2.500, Tb = 0.150 s, Tc = 0.500 s, Td = 2.000 s
Spostamento orizzontale massimo del terreno: dg = 4.41 cm.
Massimo spostamento relativo: dijmax = 7.80 cm.
Velocità di propagazione delle onde di taglio: Vs = 180 m/s.
Massima distanza in X: 20 m, spost. relativo: dij = 1.84 cm.
Massima distanza in Y: 60 m, spost. relativo: dij = 3.43 cm.
I momenti sono aumentati per una eccentricità pari a: dij / 2.
Fattore di riduzione dello spettro per SLD: 2.500
Pilastri incastrati e orizz. incern., Classe di duttilità B, qo = 2.50
Fattore KR = 0.80, Fattore di struttura q = 2.00
Fattore torsionale: delta = 1.15
Accelerazione orizzontale trasversale (Tb≤T<Tc): ag S Fo / q = 0.259 g
Accelerazione orizzontale longitudinale (Tb≤T<Tc): ag S Fo / q = 0.225 g
Coeff. combinazione carico: accidentale 0.60 copertura 0.00 vento 0.00
Moltiplicatore massa sulle mensole: 2.00
Analisi elastica, non lineare, dissipativa, dinamica con un GdL in X e Y.
Zona critica dissipativa al di sopra dell'incastro di base.
Duttilità minima: 4.80
Periodo di vibrazione: $T = 2 \pi \sqrt{(Ms / K)}$.
La rigidezza K è valutata con le sezioni effettive parzializzate.
Si considera il solo modo di vibrare corrispondente allo spostamento della copertura, a cui si associa la massa partecipante (compresa quella dei pilastri e delle eventuali pareti di tamponamento per 400 kg/mq).
Esponente deformata sismica: 1.00.
Incremento sollecitazioni in SLV per combinazione sismica:
  kc = (1 + 0.30^1.50)^(1/1.50) = 1.107.
Spostamenti massimi in SLE:
  smorzamento viscoso: 5 %, eta = 1.00.

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Per il carico permanente, max/min:	1.30 / 1.00
Per i carichi variabili, max/min:	1.50 / 0.00
Per la valutazione degli effetti della viscosità:	1.15

Le azioni sismiche sono già di calcolo.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE E A INSTABILITA'

La procedura di calcolo è quella indicata dalla normativa come "Procedimento della colonna modello", estesa al caso di più pilastri in parallelo.
Il sistema iperstatico è risolto tenendo conto per ogni pilastro dell'incremento del momento flettente dovuto alla deformata. Il momento risultante finale non viene confrontato con quello ultimo della sezione, ma, più cautelativamente, si verifica che le massime deformazioni dei materiali non superino quelle di snervamento.
Per l'elevata snellezza dei pilastri, l'equazione della deformata è:
  f = ct · cc · cj · z^2 · Eps / X,
    ct = 0.90: riduzione per resistenza a trazione del cls tra le fessure;
    cc = 0.40: coefficiente di curvatura (J costante e deformata euleriana);
    cj = 0.90: riduzione per J maggiore verso la sommità;
    z : quota dalla base;
    Eps : deformazione massima del cls alla base;
    X : posizione asse neutro alla base.
Per il calcestruzzo si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con il vertice della parabola con ascissa:
  Eco/1000 · (1 + fl),
    Eco = -2.0;
    fl : viscosità del cls (2.4 per il permanente, 0 per l'accidentale).
Per il carico a quota baricentrica Z si considera una eccentricità non intenzionale pari a ± Z / 150, con un minimo di ± 2.0 cm.
La differenza di deformata tra tempo infinito e tempo zero con il carico permanente (viscosità) è considerata come ulteriore eccentricità di ogni carico permanente+accidentale.

Simboli utilizzati (positivi verso destra e verso il basso):
H (cm) : altezza di calcolo;
P (kg) : sforzo normale;
Z (cm) : altezza del baricentro del carico;
P2 (kg) : carico che produce gli effetti del II ordine (compreso pareti);
fi (cm) : spostamento iniziale imposto in sommità;
M1 (kgm): momento alla base del pilastro isolato;
V1 (kg) : taglio alla base del pilastro isolato;
EJ (tm2): modulo di rigidezza sezione parzializzata;
fs (cm) : spostamento sismico allo SLU (= (f - fp) q ≤ Sd q (T/2π)^2);
K (kN/m): rigidezza;
Ms (kg) : massa sismica in sommità;
T (sec): periodo;
Sd (g) : azione sismica;
d (cm) : spost. sismico allo SLE (= fs / kc · eta / 2.5) dal pavimento;
f (cm) : spostamento finale in sommità;
R (kg) : forza orizzontale in sommità trasmessa dalla copertura;
M (kgm): momento finale alla base (con spostamento fs in sommità);
V (kg) : taglio finale alla base;
X (cm) : posizione asse neutro;
Ec (/1000) : deformazione del calcestruzzo;
Sc (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo;
Ea (/1000) : deformazione dell'acciaio;
Sa (kg/cmq): tensione nell'acciaio;
MR (kgm)[RES]: momento resistente, verifica resistenza;
Ecu2,c (/1000): max deformazione calcestruzzo confinato;
Dutt [DUT]: duttilità sezione confinata, verifica duttilità;

Carichi caratteristici sui pilastri isolati

Pilastro	1	2	3
H (cm)	1200	1200	1200

a) permanente con eccentricità non intenzionale verso destra

pilastri (kg)	14700	14700	14700
mensole (kg)	60800	60800	0
copertura (kg)	29448	97533	68085
P (kg)	104948	173033	82785
Z (cm)	652	868	1093
P2 (kg)	44604	112689	76485
M1 (kgm)	11923	19672	-10988
V1 (kg)	0	0	0

b) permanente con eccentricità non intenzionale verso sinistra

P (kg)	104948	173033	82785
Z (cm)	652	868	1093
P2 (kg)	44604	112689	76485
M1 (kgm)	2800	-353	-23053
V1 (kg)	0	0	0

e) vento verso destra

altezza min soprav. (cm)	150	1300	1300
altezza massima (cm)	1300	1300	1300
altezza min sottov. (cm)	1300	1300	150
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	39088	5649	22749
V1 (kg)	5302	470	2918

f) vento verso sinistra

P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	-20359	-5649	-41478
V1 (kg)	-2719	-470	-5501

g) accidentale copertura e mensole con momento verso destra

copertura (kg)	1841	6380	4539
P (kg)	1841	6380	4539
Z (cm)	1200	1200	1200
P2 (kg)	1841	6380	4539
M1 (kgm)	607	1185	-771
V1 (kg)	0	0	0

h) accidentale copertura e mensole con momento verso sinistra

copertura (kg)	1841	6380	4539
P (kg)	1841	6380	4539
Z (cm)	1200	1200	1200

P2 (kg)	1841	6380	4539
M1 (kgm)	312	164	-1497
V1 (kg)	0	0	0

k) spinta sismica trasversale (Tb≤T<Tc)

massa totale (kg)	184648	252733	101685
massa equivalente (kg)	156950	214823	93281
quota (cm)	705	924	1080
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	316940	568565	288565
V1 (kg)	20912	37489	22071

l) spinta longitudinale del vento e momento longitud. delle mensole

numero pilastri	4	4	4
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	8653	19696	11043
V1 (kg)	1104	2408	1303

n) spinta sismica longitud. (Tb≤T<Tc) e momento longitud. delle mensole

massa totale (kg)	165748	233833	82785
massa equivalente (kg)	140885	198758	79298
quota (cm)	723	946	1141
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	253707	468323	225360
V1 (kg)	16372	30786	17997

Armature a presso-flessione
L'armatura è sempre compresa tra 1.00 % e 4.00 % della sezione del pilastro.
L'armatura non è mai inferiore a 0.10 Nsd / fyd.
Diametro minimo delle barre: 12 mm.

Pilastro	1	2	3
Amin tesa e compr. (cmq)	26.19	26.19	26.19
2 Ø	20	20	20
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	20	20	20
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	18	18	18
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	18	18	18
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	16	16	16
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
Arm. tesa e compr. (cmq)	26.77	26.77	26.77
Barre intermedie (cmq)	8.04	8.04	8.04

Verifiche a presso-flessione con carichi di calcolo

Carico: permanente verso destra a tempo zero.
Combinazione: 1.15 a

Pilastro	1	2	3
P (kg)	120690	198987	95202
P2 (kg)	51294	129592	87957
M1 (kgm)	13711	22622	-12636
f (cm)	.996	.996	.996
R (kg)	-446	-1281	1727
M (kgm)	8866	8540	8969
V (kg)	-446	-1281	1727
X (cm)	98.55	141.89	84.84
Ec (/1000)	-.21	-.303	-.181
Sc (kg/cmq)	-32.8	-46.1	-28.4
Ea (/1000)	-.069	-.162	-.04
Sa (kg/cmq)	-146	-340	-84

Carico: permanente verso destra a tempo infinito.
Combinazione: 1.15 a

Pilastro	1	2	3
P (kg)	120690	198987	95202
P2 (kg)	51294	129592	87957
M1 (kgm)	13711	22622	-12636
f (cm)	2.342	2.342	2.342
R (kg)	-406	-1315	1722
M (kgm)	10037	9868	10090
V (kg)	-406	-1315	1722
X (cm)	105.07	151.86	90.08

Ec (/1000)	-.527	-.762	-.452
Sc (kg/cmq)	-24.5	-34.8	-21.1
Ea (/1000)	-.196	-.431	-.12
Sa (kg/cmq)	-412	-905	-253

Carico: permanente verso sinistra a tempo zero.
Combinazione: 1.15 b

Pilastro	1	2	3
P (kg)	120690	198987	95202
P2 (kg)	51294	129592	87957
M1 (kgm)	3220	-405	-26510
f (cm)	-.996	-.996	-.996
R (kg)	-964	-570	1534
M (kgm)	-8866	-8540	-8969
V (kg)	-964	-570	1534
X (cm)	98.55	141.9	84.84
Ec (/1000)	-.21	-.303	-.181
Sc (kg/cmq)	-32.8	-46.1	-28.4
Ea (/1000)	-.069	-.162	-.04
Sa (kg/cmq)	-146	-340	-84

Carico: permanente verso sinistra a tempo infinito.
Combinazione: 1.15 b

Pilastro	1	2	3
P (kg)	120690	198987	95202
P2 (kg)	51294	129592	87957
M1 (kgm)	3220	-405	-26510
f (cm)	-2.342	-2.342	-2.342
R (kg)	-1004	-535	1540
M (kgm)	-10036	-9868	-10090
V (kg)	-1004	-535	1540
X (cm)	105.07	151.86	90.09
Ec (/1000)	-.527	-.762	-.452
Sc (kg/cmq)	-24.5	-34.8	-21.1
Ea (/1000)	-.196	-.431	-.12
Sa (kg/cmq)	-412	-905	-253

Carico: permanente + vento verso destra.
Combinazione: 1 a + 1.5 e

Pilastro	1	2	3
P (kg)	104948	173033	82785
P2 (kg)	44604	112689	76485
M1 (kgm)	71155	29662	24164
f (cm)	9.168	9.168	9.168
R (kg)	-2338	1251	1087
M (kgm)	47183	55015	44224
V (kg)	5614	1956	5464
X (cm)	32.92	40.47	30.24
Ec (/1000)	-.647	-.795	-.594
Sc (kg/cmq)	-89.2	-104.9	-83.2
Ea (/1000)	.649	.501	.702
Sa (kg/cmq)	1364	1053	1475

Carico: permanente + vento verso sinistra.
Combinazione: 1 b + 1.5 f

Pilastro	1	2	3
P (kg)	104948	173033	82785
P2 (kg)	44604	112689	76485
M1 (kgm)	-28338	-10343	-86299
f (cm)	-9.168	-9.168	-9.168
R (kg)	-1229	-2861	4090
M (kgm)	-47182	-55014	-44224
V (kg)	-5308	-3566	-4160
X (cm)	32.92	40.47	30.24
Ec (/1000)	-.647	-.795	-.594
Sc (kg/cmq)	-89.2	-104.9	-83.2
Ea (/1000)	.649	.501	.702
Sa (kg/cmq)	1364	1053	1475

Carico: permanente + vento + copertura + mensole verso destra.
Combinazione: 1.3 a + 1.5 .7 e + 1.5 g

Pilastro	1	2	3
P (kg)	139193	234512	114429

P2 (kg)	60746	156065	106239
M1 (kgm)	58270	35382	9875
f (cm)	6.057	6.057	6.057
R (kg)	-1854	120	1734
M (kgm)	39693	46279	37128
V (kg)	3712	613	4798
X (cm)	43.29	55.72	39.66
Ec (/1000)	-.562	-.723	-.515
Sc (kg/cmq)	-79.5	-97.5	-73.8
Ea (/1000)	.294	.133	.341
Sa (kg/cmq)	619	280	717

Carico: permanente + vento + copertura + mensole verso sinistra.
Combinazione: 1.3 b + 1.5 .7 f + 1.5 h

Pilastro	1	2	3
P (kg)	139193	234512	114429
P2 (kg)	60746	156065	106239
M1 (kgm)	-18086	-8244	-77196
f (cm)	-6.057	-6.057	-6.057
R (kg)	-1493	-2381	3875
M (kgm)	-39692	-46278	-37128
V (kg)	-4348	-2875	-1900
X (cm)	43.29	55.72	39.66
Ec (/1000)	-.562	-.723	-.515
Sc (kg/cmq)	-79.5	-97.5	-73.8
Ea (/1000)	.294	.133	.341
Sa (kg/cmq)	619	280	717

Carico: permanente + copertura + sisma a destra.
Combinazione: 1 a + 1 g + 1 k(T)

Pilastro	1	2	3
P (kg)	104948	173033	82785
P2 (kg)	44604	112689	76485
M1 (kgm)	47347	84057	20754
EJ (tm2)	27025	34094	24174
fs (cm)	21.94		
K (kN/m)	1199.2		
Ms (kg)	465054		
T (sec)	3.913		
Sd (g)	.0276		
d (cm)	7.804	7.804	7.804
f (cm)	14.755	14.755	14.755
R (kg)	740	-2861	2121
M (kgm)	66020	74438	62990
V (kg)	2971	1136	4475
X (cm)	28.69	34.29	26.76
Ec (/1000)	-.907	-1.084	-.846
Sc (kg/cmq)	-115.5	-130.1	-109.8
Ea (/1000)	1.179	1.002	1.24
Sa (kg/cmq)	2477	2105	2605
MR (kgm)[RES]	79224	89326	75588
Ecu2,c (/1000)	-7.534	-7.534	-7.534
Dutt [DUT]	8.31	6.95	8.91

Carico: permanente + copertura + sisma a sinistra.
Combinazione: 1 b + 1 h - 1 k(T)

Pilastro	1	2	3
P (kg)	104948	173033	82785
P2 (kg)	44604	112689	76485
M1 (kgm)	-31705	-63389	-57063
EJ (tm2)	27025	34094	24174
fs (cm)	-21.939		
K (kN/m)	1199.2		
Ms (kg)	465054		
T (sec)	3.913		
Sd (g)	.0276		
d (cm)	-7.803	-7.803	-7.803
f (cm)	-14.754	-14.754	-14.754
R (kg)	-2044	1139	904
M (kgm)	-66020	-74438	-62990
V (kg)	-4274	-2859	-1449
X (cm)	28.69	34.29	26.76

Ec (/1000)	-.907	-1.084	-.846
Sc (kg/cmq)	-115.5	-130.1	-109.8
Ea (/1000)	1.179	1.002	1.24
Sa (kg/cmq)	2477	2105	2605
MR (kgm)[RES]	79224	89326	75588
Ecu2,c (/1000)	-7.534	-7.534	-7.534
Dutt [DUT]	8.31	6.95	8.91

Carico: permanente + copertura verso destra per spinte longitudinali.
Combinazione: 1.3 a + 1.5 g

Pilastro	1	2	3
P (kg)	139193	234512	114429
P2 (kg)	60746	156065	106239
M1 (kgm)	17227	29451	-14011
f (cm)	1.425	1.425	1.425
R (kg)	-460	-1640	2100
M (kgm)	12568	11992	12713
V (kg)	-460	-1640	2100
X (cm)	86.64	124.13	77.22
Ec (/1000)	-.264	-.379	-.235
Sc (kg/cmq)	-40.6	-56.5	-36.5
Ea (/1000)	-.063	-.177	-.034
Sa (kg/cmq)	-132	-372	-72

Carico: permanente + copertura verso sinistra per spinte longitudinali.
Combinazione: 1.3 b + 1.5 h

Pilastro	1	2	3
P (kg)	139193	234512	114429
P2 (kg)	60746	156065	106239
M1 (kgm)	3290	-2313	-33644
f (cm)	-1.425	-1.425	-1.425
R (kg)	-1249	-621	1870
M (kgm)	-12567	-11991	-12712
V (kg)	-1249	-621	1870
X (cm)	86.64	124.13	77.22
Ec (/1000)	-.264	-.379	-.235
Sc (kg/cmq)	-40.6	-56.5	-36.5
Ea (/1000)	-.063	-.177	-.034
Sa (kg/cmq)	-132	-372	-72

Carico: vento e mensole longitudinali.
Combinazione: 1.5 l

Pilastro	1	2	3
P (kg)	0	0	0
P2 (kg)	60746	156065	106239
M1 (kgm)	12979	29544	16564
f (cm)	1.702	4.47	2.315
M (kgm)	14014	36522	19025
V (kg)	1656	3612	1954
X (cm)	18.29	18.56	18.35
Ec (/1000)	-.528	-1.007	-.568
Sc (kg/cmq)	-75.4	-124.1	-80.3
Ea (/1000)	.283	.721	.469
Sa (kg/cmq)	595	1514	986

Carico: sisma e mensole longitudinali.
Combinazione: 1 n(T)

Pilastro	1	2	3
P (kg)	0	0	0
P2 (kg)	46728	120050	81722
M1 (kgm)	27863	52013	30175
EJ (tm2)	30884	38556	28158
fs (cm)	7.687	18.4	9.239
K (kN/m)	427.2	483.7	399.7
Ms (kg)	140885	198758	79298
T (sec)	3.608	4	2.799
Sd (g)	.024	.024	.0287
d (cm)	2.734	6.545	3.286
f (cm)	3.843	9.2	4.619
M (kgm)	31457	74100	37726
V (kg)	1746	3283	2297
X (cm)	18.5	19.09	18.58

Ec (/1000)	-.704	-1.439	-.76
Sc (kg/cmq)	-95.5	-151.6	-101.3
Ea (/1000)	.793	1.832	1.022
Sa (kg/cmq)	1666	3848	2147
MR (kgm)[RES]	37748	76860	45271
Ecu2,c (/1000)	-7.534	-7.534	-7.534
Dutt [DUT]	10.7	5.24	9.91

DISTANZA MINIMA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

Spostamento massimo in SLV in direzione trasversale (X): 21.9 cm.
Spostamento massimo in SLV in direzione longitudinale (Y): 18.4 cm.
Spostamento massimo per costruzione esistente: 4.3 cm.
Distanza minima tra costruzioni contigue in dir. trasversale (X): 26.3 cm.
Distanza minima tra costruzioni contigue in dir. longitudinale (Y): 22.7 cm.

ANCORAGGIO BARRE VERTICALI

Tensione tangenziale ultima di aderenza: 29.7 kg/cmq.
Diametro massimo barre: 20 mm.
Lunghezza di ancoraggio all'incastro: 68 cm.
Lunghezza di ancoraggio barre interrotte: 135 cm.

VERIFICA PER LO SFORZO DI TAGLIO

Per la verifica del conglomerato deve essere:
$V \leq Vrc = 0.9\ d\ bw\ 0.5\ fcd\ (ctg\ z) / (1 + (ctg\ z)^2)$.
Per la verifica dell'armatura trasversale deve essere:
$V \leq Vrs = 0.9\ d\ (Asw / s)\ fyd\ (ctg\ z)$.
Inclinazione dei puntoni compressi: ctg z = 2.00

Pilastro	1	2	3
MRpx (kgm)	79224	89326	75588
Vx (kg)	6602	7444	6299
MRpy (kgm)	37748	76860	45271
Vy (kg)	3146	7410	3773
V (kg)	6602	7444	6299
P (kg)	104948	173033	82785
M (kgm)	79224	89326	75588
bw (cm)	70	70	70
d (cm)	66	66	66
Vrc (kg)	136895	136895	136895
Ø staffe (mm)	8	8	8
Passo staffe (cm)	19	19	19
Asw (cmq)	2.011	2.011	2.011
Vrs (kg)	50177	50177	50177

VERIFICA PER LO SFORZO DI TAGLIO ALL'INCASTRO

Indicando con 'T' la lunghezza di infissione nel plinto, lo sforzo di taglio ridotto vale:
$Vi = (M / (3/4\ T) + V / 4) \times (3/4\ T / 2\ d)$.
Le verifiche sono ancora: $Vi \leq Vrc$ e $Vi \leq Vrs$.

Pilastro	1	2	3
MRpx (kgm)	79224	89326	75588
VRx (kg)	5129	3431	5370
MRpy (kgm)	37748	76860	45271
VRy (kg)	2095	3940	2756
M (kgm)	79224	89326	75588
V (kg)	5129	3431	5370
P (kg)	104948	173033	82785
bw (cm)	70	70	70
d (cm)	66	66	66
T (cm)	150	150	150
Vi (kg)	61111	68402	58408
Vrc (kg)	136895	136895	136895
Ø staffe (mm)	8	8	8
Passo staffe (cm)	9	9	9
Asw (cmq)	2.011	2.011	2.011
Vrs (kg)	105930	105930	105930

VERIFICA COLLEGAMENTO IN SOMMITA'

Fattore di sovraresistenza: gRd = 1.20.

Pilastro	1	2	3
Mr (kgm)	79224	89326	75588
V (kg)	4274	3283	4475

F (kg)	7922	8933	7559

Armatura: 2 Ø 12.
Forza resistente: 9028 kg > F.

VERIFICA ARMATURA IN SOMMITA'

Reazioni di calcolo della copertura e delle velette.

Pilastro	1	2	3
Vert. min sx (kg)	0	29448	68085
Vert. max sx (kg)	0	41043	95319
Orizz. max sx (kg)	0	2338	4090
Vert. min dx (kg)	29448	68085	0
Vert. max dx (kg)	41043	95319	0
Orizz. max dx (kg)	2338	4090	0

Si suppone che il carico in sommità (P) sia puntuale con eccentricità h / 4.
La forza di trazione al bordo vale:
  Zs = 0.015 P / (1 - √(2 e / h)),
sopportata dalla forza Zrs della prima staffa (indice s).
La forza di fenditura interna vale:
  Zt = 0.25 P,
sopportata dalla forza Zrt della staffatura (indice t) sulla lunghezza h / 2.
Le forcelle devono resistere al momento:
  Mf = V L / 300, (V = reazione di calcolo della trave, L = luce),
con l'armatura verticale (indice f).

Pilastro	1	2	3
P (kg)	41043	136362	95319
Zs (kg)	2102	6984	4882
Øs	8	12	10
As (cmq)	1.005	2.262	1.571
Zrs (kg)	4011	9028	6270
Zt (kg)	10261	34091	23830
Øt	8	8	8
Pt (cm)	13	4	5
At · h/2 (cmq)	2.707	8.796	7.037
Zrt (kg)	10804	35108	28087
V (kg)	5184	12785	12785
L (cm)	1227	3026	3026
Mf (kgm)	212	1290	1290
Nf	4	4	4
Øf	12	16	16
Af (cmq)	4.524	8.042	8.042
Mrf (kgm)	903	1605	1605

VERIFICA MENSOLE

Carichi di calcolo. Eccentricità fuori sezione.

Pilastro	1	2	3
Mensole anteriori (kg)	39520	39520	0
Eccentricità (cm)	15	15	0
Forza orizzontale (kg)	1747	1747	0
Mensole posteriori (kg)	39520	39520	0
Eccentricità (cm)	15	15	0
Forza orizzontale (kg)	1747	1747	0

Lo sforzo di trazione vale:
  Zm = P · e / 0.85 d + H.
Lo sforzo di compressione vale:
  Dm = P / cos atn (e / 0.85 d),
  con zona compressa : X = 0.30 d.

Pilastro	1	2	3
P (kg)	39520	39520	0
e (cm)	15	15	0
H (kg)	1747	1747	0
d (cm)	56	56	0
Zm (kg)	14201	14201	0
Nm	4	4	0
Øm	14	14	0
Am (cmq)	6.16	6.16	0
Zmr (kg)	24586	24586	0
Dm (kg)	41436	41436	0
b (cm)	65	65	0
X (cm)	16.8	16.8	0
Dmr (kg)	179761	179761	0

PESO DEL MANUFATTO E VERIFICA DEI GANCI

Peso massimo con effetto dinamico: P = 19100 kg.
Si adottano 4 ganci ø 16 (2 per estremità): A = 16.08 cmq.
Tensione di calcolo: S = 1.50 x P / A = 1781 kg/cmq ≤ 2087 kg/cmq.
Lunghezza minima di ancoraggio: 87 cm.

SOLLECITAZIONI TRASMESSE AI PLINTI

NB: le sollecitazioni seguenti sono di calcolo (azioni A1), comprensive
dei coefficienti di sicurezza e amplificate quelle del sisma.

Pilastro	1	2	3
Nmin			
N (kg)	104948	173033	82785
Mx (kgm)	79224	89325	75588
Vx (kg)	3565	1363	5370
Nmax			
N (kg)	139193	234512	114429
Mx (kgm)	39693	46279	37128
Vx (kg)	3712	613	4798
Mxmax			
N (kg)	104948	173033	82785
Mx (kgm)	79224	89325	75588
Vx (kg)	3565	1363	5370
Mxmin			
N (kg)	104948	173033	82785
Mx (kgm)	-79224	-89325	-75588
Vx (kg)	-5128	-3430	-1738
Mymax			
N (kg)	139193	234512	114429
Mx (kgm)	12568	11992	12713
Vx (kg)	-460	-1640	2100
My (kgm)	37748	88920	45271
Vy (kg)	2095	3939	2756
Permanente caratteristico			
N (kg)	104948	173032	82784
Mx (kgm)	-8726	-8580	8774
Vx (kg)	-872	-464	1497
My (kgm)	0	0	0
Vy (kg)	0	0	0

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 29
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450

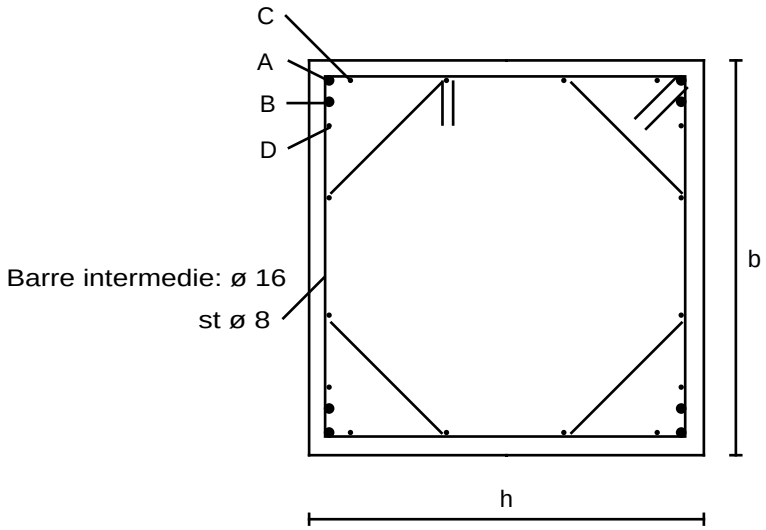
Pilastro	1	2	3
e (m) = 0.00 N (kN) =	4219	4219	4219
ex (m) =	0.50	0.34	0.60
N (kN) =	1029	1697	812
ey (m) =	0.50	0.34	0.60
N (kN) =	1029	1697	812

Yc = 1.50 Ys = 1.15

SCHEMA ARMATURE

Sezione generica

Ganci staffe a 135° lunghi 10 ø.

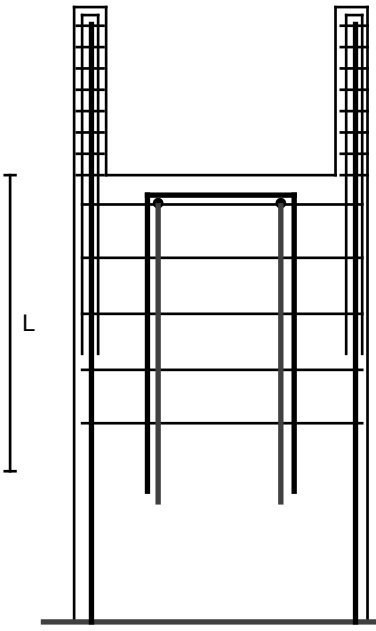


Caratteristiche sezione:
NB: dalla lunghezza L delle barre sono esclusi incastro e selletta.

Pilastro	1	2	3
h (cm)	70	70	70
b (cm)	70	70	70
A : 4 Ø	20	20	20
L (cm)	1200	1200	1200
B : 4 Ø	20	20	20
L (cm)	1200	1200	1200
C : 4 Ø	18	18	18
L (cm)	1200	1200	1200
D : 4 Ø	18	18	18
L (cm)	1200	1200	1200
Passo staffe (cm)	19	19	19
Ø barre intermedie	16	16	16
Numero barre intermedie	8	8	8
L (cm)	1200	1200	1200
Acciaio totale (kg)	933	960	896

Ganci: 2 + 2 ø 16, L = 160 cm, a circa un metro dalle estremità;
uncini terminali piegati su mandrino con diametro ≥ 8 cm.

Armatura in sommità



Selletta:
Hmin = 40 cm, Bmin = 8 cm,
armatura: Nf + Nf ø Øf a
forcella, L = 80 + 5 + 80

Prima staffa ø Øs

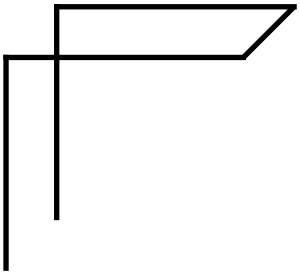
Staffe testata ø Øt / Pt cm

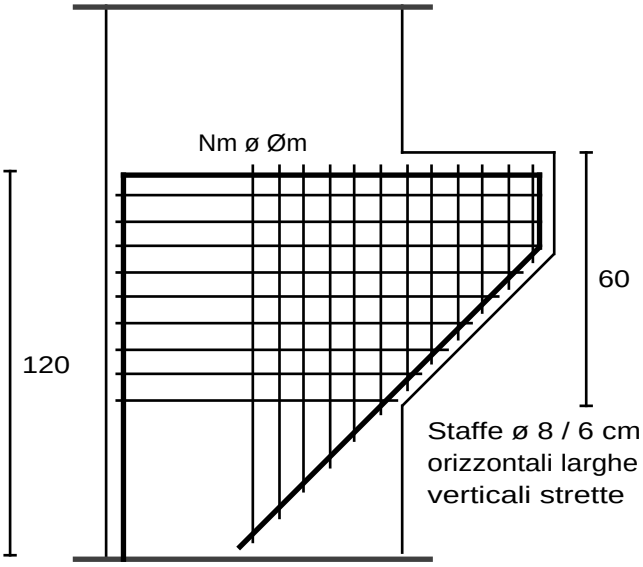
2 + 2 forcelle a U ø 12

Pilastro	1	2	3
Nf	4	4	4
Øf	12	16	16
Øs	8	12	10
Øt	8	8	8
Pt (cm)	13	4	5
L (cm)	70	70	70

Armatura mensole

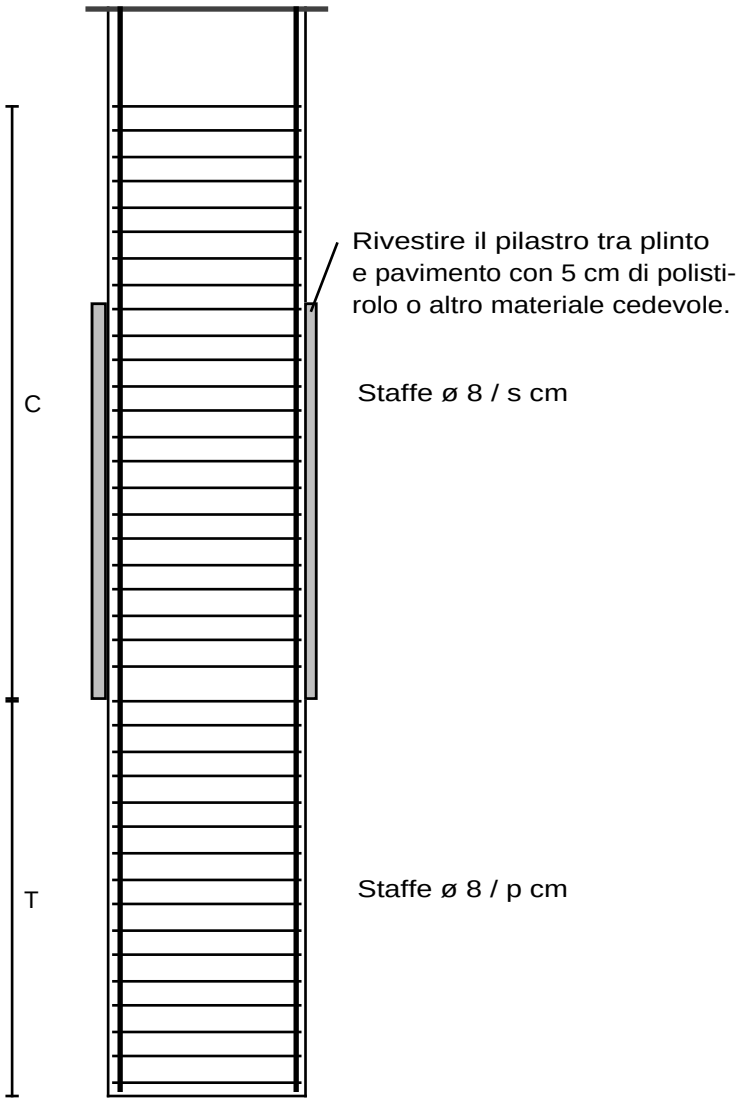
Disposizione alternativa





Pilastro	1	2	3
Nm	4	4	0
Øm	14	14	0

Armatura all'incastro

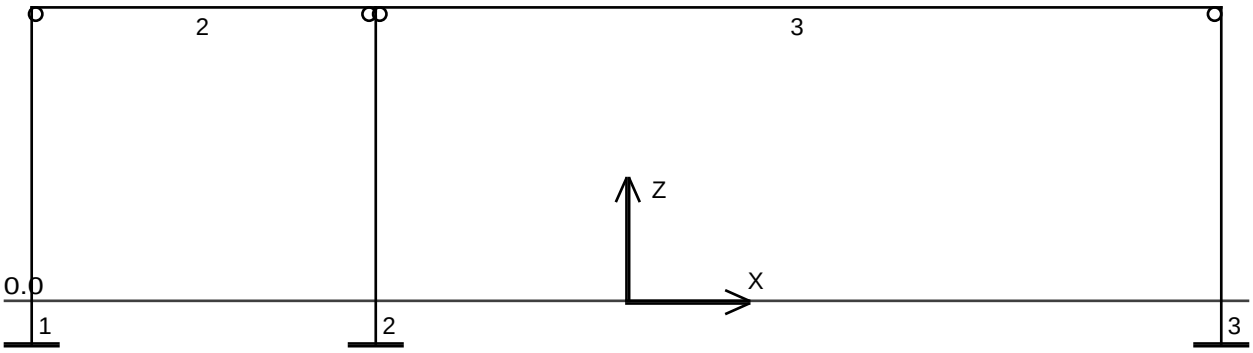


Pilastro	1	2	3
C (cm)	201	201	201
s (cm)	9	9	9
T (cm)	150	150	150
p (cm)	9	9	9

PILASTRI in cemento armato normale.

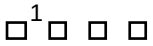
PILASTRI 20-37-14/28-29-6

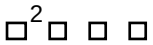
SCHEMA STATICO TRASVERSALE

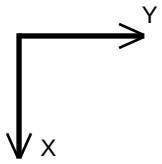


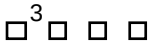
Interasse longitudinale: I = 300.0 cm.

PIANTA







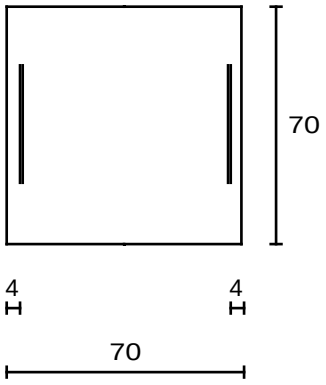


MATERIALI

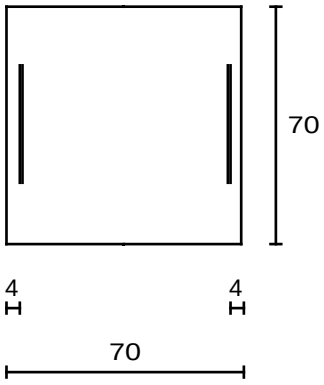
Acciaio B 450 C per l'armatura.
Acciaio Fe B 32 k (S 235) per i ganci di sollevamento.
Calcestruzzo Rck = 350 kg/cmq.

SEZIONI RESISTENTI

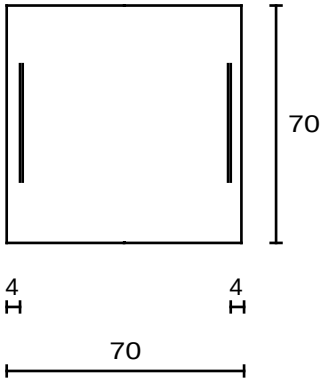
Pilastro 1



Pilastro 2



Pilastro 3



CARATTERISTICHE PILASTRI

Pilastro	1	2	3
Lunghezza infissione (cm)	150	150	150
Quota sotto pavimento (cm)	150	150	150
Quota copertura sx (cm)	0	1050	1050
Eccentr. cop. sx (cm)	0	-25	-25
Quota copertura dx (cm)	1050	1050	0
Eccentr. cop. dx (cm)	25	25	0
Quota sopra testa (cm)	100	100	100
Quota mensola ant. (cm)	250	250	0
Eccentr. mens. ant. (cm)	50	50	0
Perm. mens. ant. (kg)	30400	30400	0
Accid. mens. ant. (kg)	0	0	0
Num. pilastri (<0=bloccati)	4	4	4
Incastro=1, cerniera=0	1	1	1

CARATTERISTICHE CAMPATE

Campata	2	3
Interasse (cm)	1227	3026
Sbalzo di sinistra (cm)	0	0
Sbalzo di destra (cm)	0	0
Carico permanente (kg/mq)	800	750
Carico accidentale (kg/mq)	50	50

NEVE

Per le campate in cui il carico permanente è ≠ 0, il carico accidentale non è inferiore a: 0.80 x 61 kg/mq = 48.8 kg/mq.

VENTO

Carico sulle superfici sopravvento: 0.80 x 104 kg/mq = 83.2 kg/mq.
Carico sulle superfici sottovento: -0.40 x 104 kg/mq =-41.6 kg/mq.

Carico radente sulla copertura: 0.04 x 104 kg/mq = 4.1 kg/mq.
Coefficiente dinamico per vento trasversale: 0.90.
Coefficiente dinamico per vento longitudinale: 0.90.

SISMA

Zona sismica = 4, Categoria suolo = C, St = 1.00
a = 0.120 g, S = 1.500, Fo = 2.500, Tb = 0.150 s, Tc = 0.500 s, Td = 2.000 s
Spostamento orizzontale massimo del terreno: dg = 4.41 cm.
Massimo spostamento relativo: dijmax = 7.80 cm.
Velocità di propagazione delle onde di taglio: Vs = 180 m/s.
Massima distanza in X: 20 m, spost. relativo: dij = 1.84 cm.
Massima distanza in Y: 60 m, spost. relativo: dij = 3.43 cm.
I momenti sono aumentati per una eccentricità pari a: dij / 2.
Fattore di riduzione dello spettro per SLD: 2.500
Pilastri incastrati e orizz. incern., Classe di duttilità B, qo = 2.50
Fattore KR = 0.80, Fattore di struttura q = 2.00
Fattore torsionale: delta = 1.15
Accelerazione orizzontale trasversale (Tb≤T<Tc): ag S Fo / q = 0.259 g
Accelerazione orizzontale longitudinale (Tb≤T<Tc): ag S Fo / q = 0.225 g
Coeff. combinazione carico: accidentale 0.60 copertura 0.00 vento 0.00
Moltiplicatore massa sulle mensole: 2.00
Analisi elastica, non lineare, dissipativa, dinamica con un GdL in X e Y.
Zona critica dissipativa al di sopra dell'incastro di base.
Duttilità minima: 4.80
Periodo di vibrazione: $T = 2 \pi \sqrt{(Ms / K)}$.
La rigidezza K è valutata con le sezioni effettive parzializzate.
Si considera il solo modo di vibrare corrispondente allo spostamento della copertura, a cui si associa la massa partecipante (compresa quella dei pilastri e delle eventuali pareti di tamponamento per 400 kg/mq).
Esponente deformata sismica: 1.00.
Incremento sollecitazioni in SLV per combinazione sismica:
kc = (1 + 0.30^1.50)^(1/1.50) = 1.107.
Spostamenti massimi in SLE:
smorzamento viscoso: 5 %, eta = 1.00.

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Per il carico permanente, max/min:	1.30 / 1.00
Per i carichi variabili, max/min:	1.50 / 0.00
Per la valutazione degli effetti della viscosità:	1.15

Le azioni sismiche sono già di calcolo.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE E A INSTABILITA'

La procedura di calcolo è quella indicata dalla normativa come "Procedimento della colonna modello", estesa al caso di più pilastri in parallelo.
Il sistema iperstatico è risolto tenendo conto per ogni pilastro dell'incremento del momento flettente dovuto alla deformata. Il momento risultante finale non viene confrontato con quello ultimo della sezione, ma, più cautelativamente, si verifica che le massime deformazioni dei materiali non superino quelle di snervamento.
Per l'elevata snellezza dei pilastri, l'equazione della deformata è:
$f = ct \cdot cc \cdot cj \cdot z^2 \cdot Eps / X$,
ct = 0.90: riduzione per resistenza a trazione del cls tra le fessure;
cc = 0.40: coefficiente di curvatura (J costante e deformata euleriana);
cj = 0.90: riduzione per J maggiore verso la sommità;
z : quota dalla base;
Eps : deformazione massima del cls alla base;
X : posizione asse neutro alla base.
Per il calcestruzzo si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con il vertice della parabola con ascissa:
$Eco/1000 \cdot (1 + fl)$,
Eco = -2.0;
fl : viscosità del cls (2.4 per il permanente, 0 per l'accidentale).
Per il carico a quota baricentrica Z si considera una eccentricità non intenzionale pari a ± Z / 150, con un minimo di ± 2.0 cm.
La differenza di deformata tra tempo infinito e tempo zero con il carico permanente (viscosità) è considerata come ulteriore eccentricità di ogni carico permanente+accidentale.
Simboli utilizzati (positivi verso destra e verso il basso):
H (cm) : altezza di calcolo;
P (kg) : sforzo normale;

Z (cm) : altezza del baricentro del carico;
P2 (kg) : carico che produce gli effetti del II ordine (compreso pareti);
fi (cm) : spostamento iniziale imposto in sommità;
M1 (kgm): momento alla base del pilastro isolato;
V1 (kg) : taglio alla base del pilastro isolato;
EJ (tm2): modulo di rigidezza sezione parzializzata;
fs (cm) : spostamento sismico allo SLU (= (f - fp) q ≤ Sd q (T/2π)^2);
K (kN/m): rigidezza;
Ms (kg) : massa sismica in sommità;
T (sec): periodo;
Sd (g) : azione sismica;
d (cm) : spost. sismico allo SLE (= fs / kc · eta / 2.5) dal pavimento;
f (cm) : spostamento finale in sommità;
R (kg) : forza orizzontale in sommità trasmessa dalla copertura;
M (kgm): momento finale alla base (con spostamento fs in sommità);
V (kg) : taglio finale alla base;
X (cm) : posizione asse neutro;
Ec (/1000) : deformazione del calcestruzzo;
Sc (kg/cmq): tensione nel calcestruzzo;
Ea (/1000) : deformazione dell'acciaio;
Sa (kg/cmq): tensione nell'acciaio;
MR (kgm)[RES]: momento resistente, verifica resistenza;
Ecu2,c (/1000): max deformazione calcestruzzo confinato;
Dutt [DUT]: duttilità sezione confinata, verifica duttilità;

Carichi caratteristici sui pilastri isolati

Pilastro	1	2	3
H (cm)	1200	1200	1200
a) permanente con eccentricità non intenzionale verso destra			
pilastri (kg)	14700	14700	14700
mensole (kg)	30400	30400	0
copertura (kg)	14724	48766	34042
P (kg)	59824	93867	48743
Z (cm)	646	847	1019
P2 (kg)	24139	58182	40080
M1 (kgm)	13857	17729	-5199
V1 (kg)	0	0	0
b) permanente con eccentricità non intenzionale verso sinistra			
P (kg)	59824	93867	48743
Z (cm)	646	847	1019
P2 (kg)	24139	58182	40080
M1 (kgm)	-6495	-8070	-11821
V1 (kg)	0	0	0
e) vento verso destra			
altezza min soprav. (cm)	150	1300	1300
altezza massima (cm)	1300	1300	1300
altezza min sottov. (cm)	1300	1300	150
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	19544	2824	11374
V1 (kg)	2651	235	1459
f) vento verso sinistra			
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	-10179	-2824	-20739
V1 (kg)	-1359	-235	-2750
g) accidentale copertura e mensole con momento verso destra			
copertura (kg)	920	3190	2270
P (kg)	920	3190	2270
Z (cm)	1200	1200	1200
P2 (kg)	920	3190	2270
M1 (kgm)	303	592	-385
V1 (kg)	0	0	0
h) accidentale copertura e mensole con momento verso sinistra			
copertura (kg)	920	3190	2270
P (kg)	920	3190	2270
Z (cm)	1200	1200	1200
P2 (kg)	920	3190	2270
M1 (kgm)	156	82	-748
V1 (kg)	0	0	0

k) spinta sismica trasversale (Tb≤T<Tc)

massa totale (kg)	99674	133716	58192
massa equivalente (kg)	84722	113659	52604
quota (cm)	697	909	1041
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	169144	295934	156854
V1 (kg)	11351	19639	11826

l) spinta longitudinale del vento e momento longitud. delle mensole

numero pilastri	4	4	4
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	19526	25048	5521
V1 (kg)	552	1204	651

n) spinta sismica longitud. (Tb≤T<Tc) e momento longitud. delle mensole

massa totale (kg)	90224	124266	48742
massa equivalente (kg)	76690	105626	45425
quota (cm)	712	930	1093
P (kg)	0	0	0
M1 (kgm)	151203	259871	123664
V1 (kg)	8964	16171	9608

Armature a presso-flessione
L'armatura è sempre compresa tra 1.00 % e 4.00 % della sezione del pilastro.
L'armatura non è mai inferiore a 0.10 Nsd / fyd.
Diametro minimo delle barre: 12 mm.

Pilastro	1	2	3
Amin tesa e compr. (cmq)	20.48	20.48	20.48
2 Ø	20	20	20
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	18	18	18
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	18	18	18
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
2 Ø	16	16	16
Lungh. efficace (cm)	1200	1200	1200
Arm. tesa e compr. (cmq)	20.48	20.48	20.48
Barre intermedie (cmq)	8.04	8.04	8.04

Verifiche a presso-flessione con carichi di calcolo

Carico: permanente verso destra a tempo zero.
Combinazione: 1.15 a

Pilastro	1	2	3
P (kg)	68797	107947	56054
P2 (kg)	27759	66909	46092
M1 (kgm)	15935	20388	-5978
f (cm)	1.301	1.301	1.301
R (kg)	-451	-861	1312
M (kgm)	10884	10922	10372
V (kg)	-451	-861	1312
X (cm)	63.06	79.86	56.96
Ec (/1000)	-.175	-.222	-.158
Sc (kg/cmq)	-27.6	-34.6	-25.1
Ea (/1000)	8E-03	-.038	.025
Sa (kg/cmq)	17	-81	52

Carico: permanente verso destra a tempo infinito.
Combinazione: 1.15 a

Pilastro	1	2	3
P (kg)	68797	107947	56054
P2 (kg)	27759	66909	46092
M1 (kgm)	15935	20388	-5978
f (cm)	3.091	3.091	3.091
R (kg)	-426	-906	1333
M (kgm)	11671	11575	11451
V (kg)	-426	-906	1333
X (cm)	67.61	86.48	61.14
Ec (/1000)	-.448	-.573	-.405
Sc (kg/cmq)	-20.9	-26.5	-19
Ea (/1000)	-.01	-.135	.032
Sa (kg/cmq)	-22	-285	67

Carico: permanente verso sinistra a tempo zero.

Combinazione: 1.15 b

Pilastro	1	2	3
P (kg)	68797	107947	56054
P2 (kg)	27759	66909	46092
M1 (kgm)	-7469	-9280	-13594
f (cm)	-1.301	-1.301	-1.301
R (kg)	-254	-64	318
M (kgm)	-10883	-10921	-10372
V (kg)	-254	-64	318
X (cm)	63.06	79.86	56.96
Ec (/1000)	-.175	-.222	-.158
Sc (kg/cmq)	-27.6	-34.6	-25.1
Ea (/1000)	8E-03	-.038	.025
Sa (kg/cmq)	17	-81	52

Carico: permanente verso sinistra a tempo infinito.
Combinazione: 1.15 b

Pilastro	1	2	3
P (kg)	68797	107947	56054
P2 (kg)	27759	66909	46092
M1 (kgm)	-7469	-9280	-13594
f (cm)	-3.091	-3.091	-3.091
R (kg)	-278	-18	297
M (kgm)	-11671	-11574	-11450
V (kg)	-278	-18	297
X (cm)	67.61	86.48	61.14
Ec (/1000)	-.448	-.573	-.405
Sc (kg/cmq)	-20.9	-26.5	-19
Ea (/1000)	-.01	-.135	.032
Sa (kg/cmq)	-22	-285	67

Carico: permanente + vento verso destra.
Combinazione: 1 a + 1.5 e

Pilastro	1	2	3
P (kg)	59824	93867	48743
P2 (kg)	24139	58182	40080
M1 (kgm)	43605	23006	12579
f (cm)	6.511	6.511	6.511
R (kg)	-1430	505	924
M (kgm)	28013	32866	26284
V (kg)	2546	858	3113
X (cm)	29.72	35.54	27.65
Ec (/1000)	-.414	-.496	-.386
Sc (kg/cmq)	-61.2	-71.5	-57.4
Ea (/1000)	.506	.425	.535
Sa (kg/cmq)	1063	892	1123

Carico: permanente + vento verso sinistra.
Combinazione: 1 b + 1.5 f

Pilastro	1	2	3
P (kg)	59824	93867	48743
P2 (kg)	24139	58182	40080
M1 (kgm)	-22195	-13347	-43646
f (cm)	-6.511	-6.511	-6.511
R (kg)	-353	-1310	1664
M (kgm)	-28012	-32866	-26283
V (kg)	-2392	-1663	-2460
X (cm)	29.72	35.54	27.65
Ec (/1000)	-.414	-.496	-.386
Sc (kg/cmq)	-61.2	-71.5	-57.4
Ea (/1000)	.506	.425	.535
Sa (kg/cmq)	1063	892	1123

Carico: permanente + vento + copertura + mensole verso destra.
Combinazione: 1.3 a + 1.5 .7 e + 1.5 g

Pilastro	1	2	3
P (kg)	79151	126812	66770
P2 (kg)	32760	80421	55509
M1 (kgm)	39576	28340	5600
f (cm)	4.896	4.896	4.896
R (kg)	-1261	-77	1338
M (kgm)	26047	31346	24385

V (kg)	1522	169	2870
X (cm)	36.98	45.86	34.41
Ec (/1000)	-.388	-.481	-.361
Sc (kg/cmq)	-57.6	-69.7	-54
Ea (/1000)	.304	.211	.331
Sa (kg/cmq)	639	443	696

Carico: permanente + vento + copertura + mensole verso sinistra.
Combinazione: 1.3 b + 1.5 .7 f + 1.5 h

Pilastro	1	2	3
P (kg)	79151	126812	66770
P2 (kg)	32760	80421	55509
M1 (kgm)	-19483	-14772	-39258
f (cm)	-4.895	-4.895	-4.895
R (kg)	-413	-1052	1465
M (kgm)	-26047	-31345	-24384
V (kg)	-1840	-1299	-1421
X (cm)	36.98	45.86	34.41
Ec (/1000)	-.388	-.481	-.361
Sc (kg/cmq)	-57.6	-69.7	-54
Ea (/1000)	.304	.211	.331
Sa (kg/cmq)	639	443	696

Carico: permanente + copertura + sisma a destra.
Combinazione: 1 a + 1 g + 1 k(T)

Pilastro	1	2	3
P (kg)	59823	93867	48743
P2 (kg)	24138	58182	40080
M1 (kgm)	32856	51464	12233
EJ (tm2)	18371	23097	16678
fs (cm)	13.607		
K (kN/m)	853.1		
Ms (kg)	250985		
T (sec)	3.408		
Sd (g)	.0276		
d (cm)	4.84	4.84	4.84
f (cm)	9.895	9.895	9.895
R (kg)	62	-1491	1428
M (kgm)	37316	42501	35526
V (kg)	1273	603	2689
X (cm)	26.16	30.58	24.62
Ec (/1000)	-.554	-.648	-.522
Sc (kg/cmq)	-78.6	-89.4	-74.7
Ea (/1000)	.844	.751	.877
Sa (kg/cmq)	1774	1577	1842
MR (kgm)[RES]	44779	51001	42631
Ecu2,c (/1000)	-7.534	-7.534	-7.534
Dutt [DUT]	13.6	11.63	14.43

Carico: permanente + copertura + sisma a sinistra.
Combinazione: 1 b + 1 h - 1 k(T)

Pilastro	1	2	3
P (kg)	59823	93867	48743
P2 (kg)	24138	58182	40080
M1 (kgm)	-25035	-41130	-30386
EJ (tm2)	18371	23097	16678
fs (cm)	-13.606		
K (kN/m)	853.1		
Ms (kg)	250985		
T (sec)	3.408		
Sd (g)	.0276		
d (cm)	-4.839	-4.839	-4.839
f (cm)	-9.895	-9.895	-9.895
R (kg)	-714	630	84
M (kgm)	-37316	-42500	-35526
V (kg)	-1925	-1464	-1177
X (cm)	26.16	30.58	24.62
Ec (/1000)	-.554	-.648	-.522
Sc (kg/cmq)	-78.6	-89.4	-74.7
Ea (/1000)	.844	.751	.877
Sa (kg/cmq)	1774	1577	1842
MR (kgm)[RES]	44779	51001	42631

Ecu2,c (/1000)	-7.534	-7.534	-7.534
Dutt [DUT]	13.6	11.63	14.43

Carico: permanente + copertura verso destra per spinte longitudinali.
Combinazione: 1.3 a + 1.5 g

Pilastro	1	2	3
P (kg)	79151	126812	66770
P2 (kg)	32760	80421	55509
M1 (kgm)	19054	25375	-6342
f (cm)	1.7	1.7	1.7
R (kg)	-489	-1051	1541
M (kgm)	13740	14128	13093
V (kg)	-489	-1051	1541
X (cm)	59.42	75.67	54.63
Ec (/1000)	-.216	-.275	-.199
Sc (kg/cmq)	-33.7	-42.2	-31.1
Ea (/1000)	.023	-.035	.041
Sa (kg/cmq)	50	-74	86

Carico: permanente + copertura verso sinistra per spinte longitudinali.
Combinazione: 1.3 b + 1.5 h

Pilastro	1	2	3
P (kg)	79151	126812	66770
P2 (kg)	32760	80421	55509
M1 (kgm)	-8795	-11807	-17482
f (cm)	-1.7	-1.7	-1.7
R (kg)	-365	-79	444
M (kgm)	-13739	-14127	-13093
V (kg)	-365	-79	444
X (cm)	59.43	75.67	54.64
Ec (/1000)	-.216	-.275	-.199
Sc (kg/cmq)	-33.7	-42.2	-31.1
Ea (/1000)	.023	-.035	.041
Sa (kg/cmq)	50	-74	86

Carico: vento e mensole longitudinali.
Combinazione: 1.5 l

Pilastro	1	2	3
P (kg)	0	0	0
P2 (kg)	32760	80421	55509
M1 (kgm)	29289	37572	8281
f (cm)	4.752	6.643	1.383
M (kgm)	30846	42914	9049
V (kg)	828	1806	976
X (cm)	16.98	17.16	16.69
Ec (/1000)	-.779	-1.058	-.395
Sc (kg/cmq)	-103.2	-128.1	-58.6
Ea (/1000)	1.266	1.524	.442
Sa (kg/cmq)	2660	3200	930

Carico: sisma e mensole longitudinali.
Combinazione: 1 n(T)

Pilastro	1	2	3
P (kg)	0	0	0
P2 (kg)	25200	61862	42699
M1 (kgm)	16560	28780	20394
EJ (tm2)	21140	27024	19393
fs (cm)	5.504	10.981	7.213
K (kN/m)	305.6	369.7	285.1
Ms (kg)	76690	105626	45425
T (sec)	3.147	3.358	2.508
Sd (g)	.024	.024	.0358
d (cm)	1.958	3.906	2.566
f (cm)	2.751	5.49	3.606
M (kgm)	17948	35573	23475
V (kg)	956	1724	1527
X (cm)	16.81	17.05	16.88
Ec (/1000)	-.503	-.849	-.573
Sc (kg/cmq)	-72.4	-110.1	-80.9
Ea (/1000)	.748	1.267	.997
Sa (kg/cmq)	1570	2662	2095
MR (kgm)[RES]	21538	42688	28170

Ecu2,c (/1000)	-7.534	-7.534	-7.534
Dutt [DUT]	14.98	8.87	13.15

DISTANZA MINIMA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

Spostamento massimo in SLV in direzione trasversale (X): 13.6 cm.
Spostamento massimo in SLV in direzione longitudinale (Y): 11.0 cm.
Spostamento massimo per costruzione esistente: 4.3 cm.
Distanza minima tra costruzioni contigue in dir. trasversale (X): 17.9 cm.
Distanza minima tra costruzioni contigue in dir. longitudinale (Y): 15.3 cm.

ANCORAGGIO BARRE VERTICALI

Tensione tangenziale ultima di aderenza: 29.7 kg/cmq.
Diametro massimo barre: 20 mm.
Lunghezza di ancoraggio all'incastro: 68 cm.
Lunghezza di ancoraggio barre interrotte: 135 cm.

VERIFICA PER LO SFORZO DI TAGLIO

Per la verifica del conglomerato deve essere:
$V \leq Vrc = 0.9\ d\ bw\ 0.5\ fcd\ (ctg\ z) / (1 + (ctg\ z)^2)$.
Per la verifica dell'armatura trasversale deve essere:
$V \leq Vrs = 0.9\ d\ (Asw / s)\ fyd\ (ctg\ z)$.
Inclinazione dei puntoni compressi: ctg z = 2.00

Pilastro	1	2	3
MRpx (kgm)	44779	51001	42631
Vx (kg)	3732	4250	3553
MRpy (kgm)	21538	42688	28170
Vy (kg)	1795	3557	2348
V (kg)	3732	4250	3553
P (kg)	59823	93867	48743
M (kgm)	44779	51001	42631
bw (cm)	70	70	70
d (cm)	66	66	66
Vrc (kg)	136895	136895	136895
Ø staffe (mm)	8	8	8
Passo staffe (cm)	19	19	19
Asw (cmq)	2.011	2.011	2.011
Vrs (kg)	50177	50177	50177

VERIFICA PER LO SFORZO DI TAGLIO ALL'INCASTRO

Indicando con 'T' la lunghezza di infissione nel plinto, lo sforzo di taglio ridotto vale:
$Vi = (M / (3/4\ T) + V / 4) \times (3/4\ T / 2\ d)$.
Le verifiche sono ancora: $Vi \leq Vrc$ e $Vi \leq Vrs$.

Pilastro	1	2	3
MRpx (kgm)	44779	51001	42631
VRx (kg)	2310	1757	3227
MRpy (kgm)	21538	42688	28170
VRy (kg)	1147	2069	1832
M (kgm)	44779	51001	42631
V (kg)	2310	1757	3227
P (kg)	59823	93867	48743
bw (cm)	70	70	70
d (cm)	66	66	66
T (cm)	150	150	150
Vi (kg)	34416	39011	32984
Vrc (kg)	136895	136895	136895
Ø staffe (mm)	8	8	8
Passo staffe (cm)	9	9	9
Asw (cmq)	2.011	2.011	2.011
Vrs (kg)	105930	105930	105930

VERIFICA COLLEGAMENTO IN SOMMITA'

Fattore di sovraresistenza: gRd = 1.20.

Pilastro	1	2	3
Mr (kgm)	44779	51001	42631
V (kg)	1925	1724	2689
F (kg)	4478	5100	4263

Armatura: 2 Ø 12.
Forza resistente: 9028 kg > F.

VERIFICA ARMATURA IN SOMMITA'

Reazioni di calcolo della copertura e delle velette.

Pilastro	1	2	3
Vert. min sx (kg)	0	14724	34043
Vert. max sx (kg)	0	20522	47660
Orizz. max sx (kg)	0	1430	1663
Vert. min dx (kg)	14724	34043	0
Vert. max dx (kg)	20522	47660	0
Orizz. max dx (kg)	1430	1663	0

Si suppone che il carico in sommità (P) sia puntuale con eccentricità h / 4.
La forza di trazione al bordo vale:

$$Zs = 0.015\ P\ /\ (1 - \sqrt{(2\ e\ /\ h)}),$$

sopportata dalla forza Zrs della prima staffa (indice s).
La forza di fenditura interna vale:

$$Zt = 0.25\ P,$$

sopportata dalla forza Zrt della staffatura (indice t) sulla lunghezza h / 2.
Le forcelle devono resistere al momento:

$$Mf = V\ L\ /\ 300,\ (V = \text{reazione di calcolo della trave},\ L = \text{luce}),$$

con l'armatura verticale (indice f).

Pilastro	1	2	3
P (kg)	20522	68182	47660
Zs (kg)	1051	3492	2441
Øs	8	8	8
As (cmq)	1.005	1.005	1.005
Zrs (kg)	4011	4011	4011
Zt (kg)	5131	17046	11915
Øt	8	8	8
Pt (cm)	19	8	11
At · h/2 (cmq)	1.852	4.398	3.199
Zrt (kg)	7392	17554	12768
V (kg)	5184	12785	12785
L (cm)	1227	3026	3026
Mf (kgm)	212	1290	1290
Nf	4	4	4
Øf	12	16	16
Af (cmq)	4.524	8.042	8.042
Mrf (kgm)	903	1605	1605

VERIFICA MENSOLE

Carichi di calcolo. Eccentricità fuori sezione.

Pilastro	1	2	3
Mensole anteriori (kg)	39520	39520	0
Eccentricità (cm)	15	15	0
Forza orizzontale (kg)	2175	2175	0

Lo sforzo di trazione vale:

$$Zm = P \cdot e\ /\ 0.85\ d + H.$$

Lo sforzo di compressione vale:

$$Dm = P\ /\ \cos \operatorname{atn} (e\ /\ 0.85\ d),$$

con zona compressa : $X = 0.30\ d$.

Pilastro	1	2	3
P (kg)	39520	39520	0
e (cm)	15	15	0
H (kg)	2175	2175	0
d (cm)	56	56	0
Zm (kg)	14629	14629	0
Nm	4	4	0
Øm	14	14	0
Am (cmq)	6.16	6.16	0
Zmr (kg)	24586	24586	0
Dm (kg)	41436	41436	0
b (cm)	65	65	0
X (cm)	16.8	16.8	0
Dmr (kg)	179761	179761	0

PESO DEL MANUFATTO E VERIFICA DEI GANCI

Peso massimo con effetto dinamico: P = 19100 kg.
Si adottano 4 ganci ø 16 (2 per estremità): A = 16.08 cmq.
Tensione di calcolo: $S = 1.50 \times P\ /\ A = 1781$ kg/cmq ≤ 2087 kg/cmq.
Lunghezza minima di ancoraggio: 87 cm.

SOLLECITAZIONI TRASMESSE AI PLINTI

NB: le sollecitazioni seguenti sono di calcolo (azioni A1), comprensive
dei coefficienti di sicurezza e amplificate quelle del sisma.

Pilastro	1	2	3
Nmin			
N (kg)	59823	93867	48743
Mx (kgm)	44779	51001	42631
Vx (kg)	1527	723	3226
Nmax			
N (kg)	79151	126812	66770
Mx (kgm)	26047	31346	24385
Vx (kg)	1522	169	2870
Mxmax			
N (kg)	59823	93867	48743
Mx (kgm)	44779	51001	42631
Vx (kg)	1527	723	3226
Mxmin			
N (kg)	59823	93867	48743
Mx (kgm)	-44779	-51000	-42631
Vx (kg)	-2310	-1756	-1412
Mymax			
N (kg)	79151	126812	66770
Mx (kgm)	13740	14128	13093
Vx (kg)	-489	-1051	1541
My (kgm)	30846	42914	28170
Vy (kg)	828	1806	1832
Permanente caratteristico			
N (kg)	59823	93867	48743
Mx (kgm)	-10148	-10063	9957
Vx (kg)	-241	-15	1159
My (kgm)	15200	15200	0
Vy (kg)	0	0	0

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 29
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450

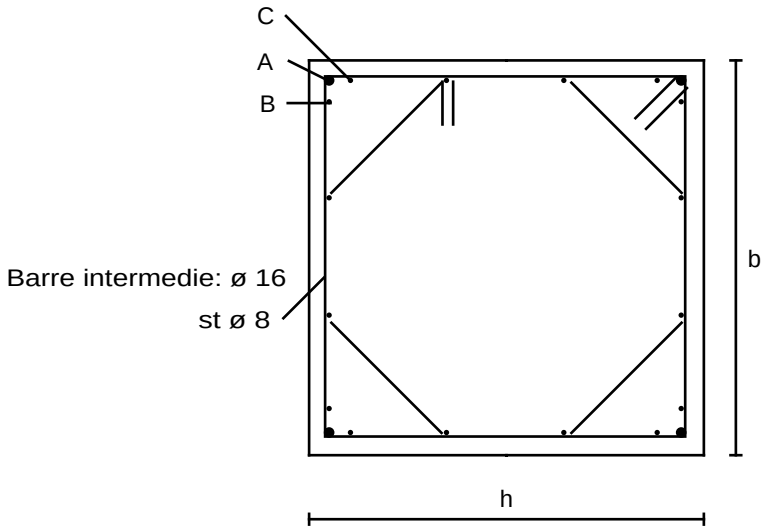
Pilastro		1	2	3
e (m) = 0.00	N (kN) =	4219	4219	4219
ex (m) =		0.49	0.36	0.58
N (kN) =		587	921	478
ey (m) =		0.49	0.36	0.58
N (kN) =		587	921	478

Yc = 1.50 Ys = 1.15

SCHEMA ARMATURE

Sezione generica

Ganci staffe a 135° lunghi 10 ø.

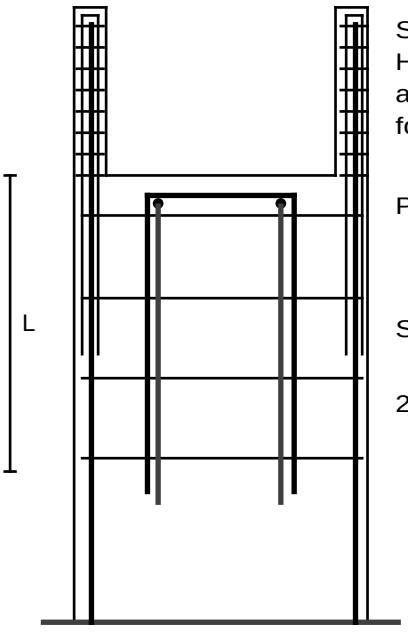


Caratteristiche sezione:
NB: dalla lunghezza L delle barre sono esclusi incastro e selletta.

Pilastro	1	2	3
h (cm)	70	70	70
b (cm)	70	70	70
A : 4 Ø	20	20	20
L (cm)	1200	1200	1200
B : 4 Ø	18	18	18
L (cm)	1200	1200	1200
C : 4 Ø	18	18	18
L (cm)	1200	1200	1200
Passo staffe (cm)	19	19	19
Ø barre intermedie	16	16	16
Numero barre intermedie	8	8	8
L (cm)	1200	1200	1200
Acciaio totale (kg)	768	786	753

Ganci: 2 + 2 ø 16, L = 160 cm, a circa un metro dalle estremità;
uncini terminali piegati su mandrino con diametro ≥ 8 cm.

Armatura in sommità



Selletta:
Hmin = 40 cm, Bmin = 8 cm,
armatura: Nf + Nf ø Øf a
forcella, L = 80 + 5 + 80

Prima staffa ø Øs

Staffe testata ø Øt / Pt cm

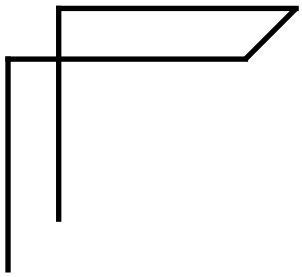
2 + 2 forcelle a U ø 12

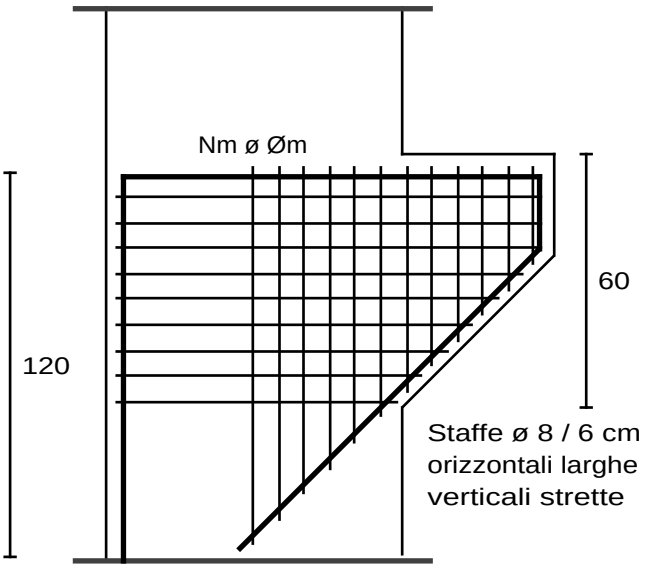
Pilastro	1	2	3

Nf	4	4	4
Øf	12	16	16
Øs	8	8	8
Øt	8	8	8
Pt (cm)	19	8	11
L (cm)	70	70	70

Armatura mensole

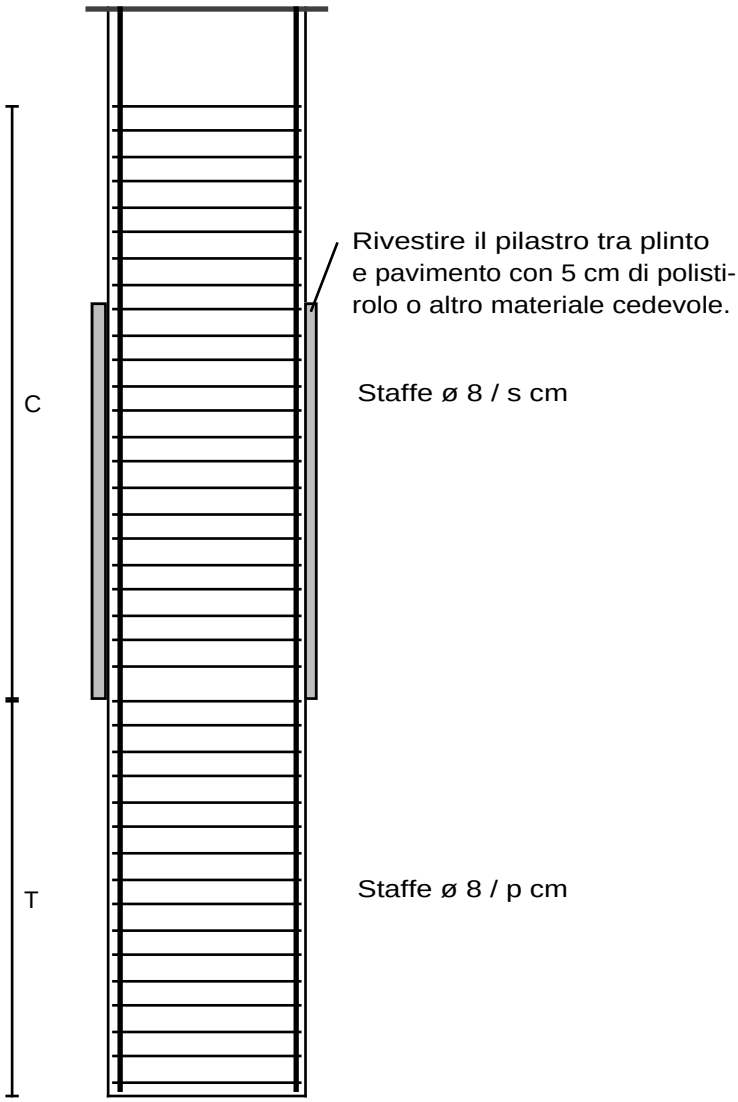
Disposizione alternativa





Pilastro	1	2	3
Nm	4	4	0
Øm	14	14	0

Armatura all'incastro



Pilastro	1	2	3
C (cm)	201	201	201
s (cm)	9	9	9
T (cm)	150	150	150
p (cm)	9	9	9

PLINTO in cemento armato normale.

PLINTO PILASTRI 21-36-13/22-35-12/23-34-11/24-33-10/25-32-9/26-31-8/27-30-7

CARICHI

Carichi dal pilastro (h = 70 cm, b = 70 cm, t = 150 cm, prof. p = 150 cm):
Sollecitazioni di calcolo (SLU) trasmesse (azioni A1):

Carico	A(Nmin)	B(Nmax)	C(Mxmax)	D(Mxmin)	E(Mymax)
N (kg)	142518	234512	177755	177755	231081
Mx (kgm)	112682	46279	164373	-92764	54394
Vx (kg)	570	613	8535	-10561	-1130
My (kgm)					132918
Vy (kg)					12235

Coefficienti di sicurezza utilizzati per il passaggio delle sollecitazioni da "di calcolo" a "caratteristiche", max/min: 1.50 / 1.00.
Sollecitazioni caratteristiche (SLE) trasmesse:

Carico	A(Nmin)	B(Nmax)	C(Mxmax)	D(Mxmin)	E(Mymax)
N (kg)	142518	156341	142518	142518	154054
Mx (kgm)	75121	30853	109582	-61842	36263
Vx (kg)	380	409	5690	-7040	-752
My (kgm)					88612
Vy (kg)					8157

Permanente dal pilastro:
N = 177755 kg, Mx = 41856 kgm, Vx =-1526 kg, My = 12600 kgm, Vy = 0 kg.
Carico dalle pareti (h = 250 cm, l = 300 cm, s = 20 cm, e = 45 cm):
Pp = 3600 kg, Mp = 1620 kgm, Vp = 0 kg.
Taglio trasmesso alla base: 100 %.

MATERIALI

Acciaio B 450 C.
Calcestruzzo Rck = 300 kg/cmq.
Terreno: Gt = 1900 kg/mc, tensione ammissibile St = 2.80 kg/cmq.
Terreno coerente (es. argilla): coesione C = 1.60 kg/cmq.
Terreno incoerente (es. sabbia): angolo d'attrito Ø = 27 °.

TRAVI DI COLLEGAMENTO

Carico di calcolo verticale totale massimo: N = 1.5 · 159941 kg = 239912 kg.
Zona sism. = 4, Cat. suolo = C, S · ag / g (SLC) = 0.225, c = ± 0.40.
Sforzo di calcolo nel collegamento: S = ± 0.090 · N = ± 21592 kg.
Trazione: A = 4 ø 14 = 6.16 cmq, Sr = 24577 ≥ S.
Compressione: A = 30 x 30 = 900 cmq, Sr = 126990 ≥ S.

VERIFICA BICCHIERE

Infissione: t = 150 cm; Pareti: s = 25 cm; Foro: L = 90 x 90 cm.
Momento esterno alla base del pilastro: Mex,y = Mx,y - 0.25 h,b P ≥ Mx,y/1.5.
Forza orizzontale: Fox,y = (Mex,y / (0.750 · t) + 1.25 · Vx,y) / 2.
Forza resistente orizzontale: Ao = 8 ø 18 = 20.36 cmq, Fro = 81253 kg.
Inclinazione diagonali compresse:
ßx,y = arctg((0.875 · t) / (0.85 · (L + 2 · s) - s / 2)) = 50.9 , 50.9 °.
Area compressa: Ax,y = s · 0.30 · sin ß · (L + 2 · s) = 815 , 815 cmq.
Tensione di compressione: Sc = Fox / cos ßx / Ax + Foy / cos ßy / Ay.
Resistenza calcestruzzo: Src = 141.1 kg/cmq.
Forza verticale nel bicchiere: Fv = Fox · tan ßx + Foy · tan ßy.
Forza verticale alla base: Fv = (M + V · H) / B / 2 - P / 4.
Forza resistente verticale: Av = 10 ø 18 = 25.45 cmq, Frv = 101566 kg.

Mex (kgm)	50180	20568	84641	-41228	28434
Fox (kg)	22540	9397	41174	22724	12167
Mey (kgm)					69481
Foy (kg)					35979
Fro/(Fox+Foy)	3.6	8.65	1.97	3.58	1.69 ≥ 1.5
Sc (kg/cmq)	60	25	80	44	94
Src/Sc	2.35	5.64	1.76	3.21	1.5 ≥ 1.5
Fv (kg)	29437	12272	50743	28005	59335
Frv/Fv	3.45	8.28	2	3.63	1.71 ≥ 1.5

VERIFICA AL PUNZONAMENTO

Carico massimo trasmesso dal pilastro: P = 156341 kg.
Resistenza del calcestruzzo al punzonamento: fp = 5.96 kg/cmq.

Carico esterno al cono di diffusione: Pe = P · (1 - Ac · .667 · St / P).
Resistenza soletta: Rp = fp · h · u.
In cui: Ac = area di base del cono di diffusione,
h = spessore soletta, u = perimetro medio del cono.

St (kg/cmq)	1	1.5	2	2.5	2.8
h (cm)	80	75	70	70	70
u (cm)	460	440	420	420	420
Ac (cmq)	38025	34225	30625	30625	30625
Pe (kg)	130978	122099	115487	105274	99146
Rp (kg)	219338	196689	175232	175232	175232
Rp/Pe	1.67	1.61	1.52	1.66	1.77 ≥ 1.5

VERIFICA TERRENO E SOLETTA D'APPOGGIO

La pressione di contatto è calcolata con il metodo di Meyerhof.
I momenti Mx e My sono calcolati rispetto al centro della soletta.
Zona compressa: L'x,y = Lx,y - 2 · Mx,y / P.
Pressione di contatto: Sc = P / (L'x · L'y).
W: modulo di Winkler minimo affinché il cedimento sia inferiore a 1.00 cm e la rotazione sia inferiore a 1 / 300 .
Sp, Wp: sovrapressione e modulo di Winkler per il permanente.

St (kg/cmq)	1	1.5	2	2.5	2.8
Carico	E	E	E	E	E
W (kg/cm3)	.76	1.37	2.21	3.05	3.83
Lx (cm)	540	440	390	360	340
Ly (cm)	540	440	390	360	340
h (cm)	80	75	70	70	70
P (kg)	220991	199852	190557	186777	184425
Mx (kgm)	36153	36191	36229	36229	36229
My (kgm)	107373	106965	106557	106557	106557
L'x (cm)	507.3	403.8	352	321.2	300.7
L'y (cm)	442.8	333	278.2	245.9	224.4
Sc (kg/cmq)	.98	1.49	1.95	2.36	2.73 ≤ St
Sp (kg/cmq)	.19	.58	.9	1.18	1.4
Wp (kg/cm3)	.17	.52	.79	1.02	1.2
Armatura in direzione x					
l (cm)	200	150	125	110	100
q (kg/cm)	426	576	695	789	871
M (kgm)	85200	64800	54297	47735	43550
Armatura	22ø18	18ø18	16ø18	15ø18	14ø18
A (cmq)	55.98	45.8	40.72	38.17	35.63
Mr (kgm)	159196	121563	100360	94075	87815
Mr/M	1.87	1.88	1.85	1.97	2.02 ≥ 1.5
Armatura in direzione y					
l (cm)	200	150	125	110	100
q (kg/cm)	426	576	695	789	871
M (kgm)	85200	64800	54297	47735	43550
Armatura	22ø18	18ø18	16ø18	15ø18	14ø18
A (cmq)	55.98	45.8	40.72	38.17	35.63
Mr (kgm)	159196	121563	100360	94075	87815
Mr/M	1.87	1.88	1.85	1.97	2.02 ≥ 1.5

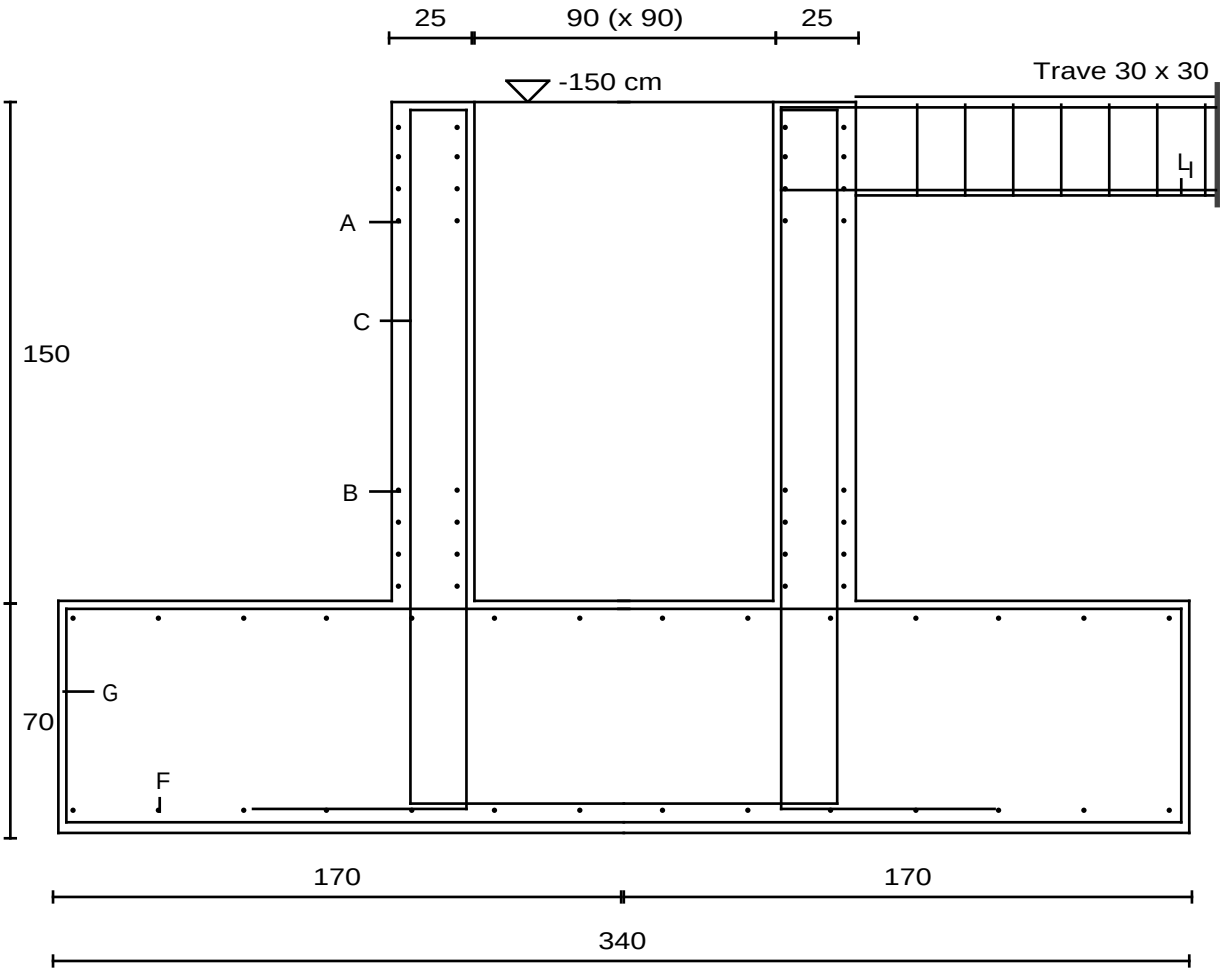
Peso acciaio (kg):

bicchiere	631	631	631	631	631
soletta	1090	741	589	516	459

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 25
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450
Flessione di progetto (kNm) = 1074.67
Taglio di progetto (kN) = 55.80
Yc = 1.50 Ys = 1.15

SEZIONE IN DIREZIONE "X" PER St = 2.80 kg/cmq.



Y = 170 + 170 = 340

Descrizione armature:
A : 8 staffoni orizzontali ø 18.
B : 8 staffoni orizzontali ø 18.
C : 5 forcelle verticali ø 18 per spigolo = 10 ø 18 per spigolo.
F : 14 staffoni ø 18.
G : 14 staffoni ø 18.
I : staffe ø 8 / 15 cm.
L : 4 ø 14, sovrapposizioni 110 cm.

PLINTO in cemento armato normale.

PLINTO PILASTRI 20-37-14/28-29-6

CARICHI

Carichi dal pilastro (h = 70 cm, b = 70 cm, t = 150 cm, prof. p = 150 cm):
Sollecitazioni di calcolo (SLU) trasmesse (azioni A1):

Carico	A(Nmin)	B(Nmax)	C(Mxmax)	D(Mxmin)	E(Mymax)
N (kg)	93867	126812	93867	93867	126812
Mx (kgm)	51001	31346	51001	-51000	14128
Vx (kg)	723	169	723	-1756	-1051
My (kgm)					42914
Vy (kg)					1806

Coefficienti di sicurezza utilizzati per il passaggio delle sollecitazioni da "di calcolo" a "caratteristiche", max/min: 1.50 / 1.00.
Sollecitazioni caratteristiche (SLE) trasmesse:

Carico	A(Nmin)	B(Nmax)	C(Mxmax)	D(Mxmin)	E(Mymax)
N (kg)	93867	93867	93867	93867	93867
Mx (kgm)	34001	20897	34001	-33999	9419
Vx (kg)	482	113	482	-1170	-700
My (kgm)					28609
Vy (kg)					1204

Permanente dal pilastro:
N = 93867 kg, Mx =-10063 kgm, Vx =-15 kg, My = 15200 kgm, Vy = 0 kg.
Taglio trasmesso alla base: 100 %.

MATERIALI

Acciaio B 450 C.
Calcestruzzo Rck = 300 kg/cmq.
Terreno: Gt = 1900 kg/mc, tensione ammissibile St = 2.80 kg/cmq.
  Terreno coerente (es. argilla): coesione C = 1.60 kg/cmq.
  Terreno incoerente (es. sabbia): angolo d'attrito Ø = 27 °.

TRAVI DI COLLEGAMENTO

Carico di calcolo verticale totale massimo: N = 1.5 · 93867 kg = 140801 kg.
Zona sism. = 4, Cat. suolo = C, S · ag / g (SLC) = 0.225, c = ± 0.40.
Sforzo di calcolo nel collegamento: S = ± 0.090 · N = ± 12672 kg.
Trazione: A = 4 ø 12 = 4.52 cmq, Sr = 18056 ≥ S.
Compressione: A = 30 x 30 = 900 cmq, Sr = 126990 ≥ S.

VERIFICA BICCHIERE

Infissione: t = 150 cm; Pareti: s = 20 cm; Foro: L = 90 x 90 cm.
Momento esterno alla base del pilastro: Mex,y = Mx,y - 0.25 h,b P ≥ Mx,y/1.5.
Forza orizzontale: Fox,y = (Mex,y / (0.750 · t) + 1.25 · Vx,y) / 2.
Forza resistente orizzontale: Ao = 6 ø 12 = 6.79 cmq, Fro = 27084 kg.
Inclinazione diagonali compresse:
ßx,y = arctg((0.875 · t) / (0.85 · (L + 2 · s) - s / 2)) = 52.6 , 52.6 °.
Area compressa: Ax,y = s · 0.30 · sin ß · (L + 2 · s) = 619 , 619 cmq.
Tensione di compressione: Sc = Fox / cos ßx / Ax + Foy / cos ßy / Ay.
Resistenza calcestruzzo: Src = 141.1 kg/cmq.
Forza verticale nel bicchiere: Fv = Fox · tan ßx + Foy · tan ßy.
Forza verticale alla base: Fv = (M + V · H) / B / 2 - P / 4.
Forza resistente verticale: Av = 6 ø 12 = 6.79 cmq, Frv = 27084 kg.

Mex (kgm)	22667	13931	22667	-22666	6279
Fox (kg)	10375	6262	10375	10805	2353
Mey (kgm)					19072
Foy (kg)					9229
Fro/(Fox+Foy)	2.61	4.33	2.61	2.51	2.34 ≥ 1.5
Sc (kg/cmq)	28	17	28	29	31
Src/Sc	5.04	8.3	5.04	4.87	4.55 ≥ 1.5
Fv (kg)	13549	8178	13549	14111	15126
Frv/Fv	2	3.31	2	1.92	1.79 ≥ 1.5

VERIFICA AL PUNZONAMENTO

Carico massimo trasmesso dal pilastro: P = 93867 kg.
Resistenza del calcestruzzo al punzonamento: fp = 5.96 kg/cmq.
Carico esterno al cono di diffusione: Pe = P · (1 - Ac · .667 · St / P).
Resistenza soletta: Rp = fp · h · u.

In cui: Ac = area di base del cono di diffusione,
h = spessore soletta, u = perimetro medio del cono.

St (kg/cmq)	2	2.5	2.8
h (cm)	60	60	60
u (cm)	380	380	380
Ac (cmq)	24025	24025	24025
Pe (kg)	61818	53805	48998
Rp (kg)	135894	135894	135894
Rp/Pe	2.2	2.53	2.77 ≥ 1.5

VERIFICA TERRENO E SOLETTA D'APPOGGIO

La pressione di contatto è calcolata con il metodo di Meyerhof.
I momenti Mx e My sono calcolati rispetto al centro della soletta.
Zona compressa: L'x,y = Lx,y - 2 · Mx,y / P.
Pressione di contatto: Sc = P / (L'x · L'y).
W: modulo di Winkler minimo affinché il cedimento sia inferiore a 1.00 cm e la rotazione sia inferiore a 1 / 300 .
Sp, Wp: sovrapressione e modulo di Winkler per il permanente.

St (kg/cmq)	2	2.5	2.8
Carico	D	A	A
W (kg/cm3)	2.85	4.3	4.3
Lx (cm)	280	250	250
Ly (cm)	280	250	250
h (cm)	60	60	60
P (kg)	111497	109207	109207
Mx (kgm)	-36455	35013	35013
My (kgm)			
L'x (cm)	214.6	185.9	185.9
L'y (cm)	280	250	250
Sc (kg/cmq)	1.86	2.35	2.35 ≤ St
Sp (kg/cmq)	1	1.44	1.44
Wp (kg/cm3)	.89	1.4	1.4
Armatura in direzione x			
l (cm)	75	60	60
q (kg/cm)	480	552	552
M (kgm)	13500	9936	9936
Armatura	12ø12	10ø12	10ø12
A (cmq)	13.57	11.31	11.31
Mr (kgm)	28300	23587	23587
Mr/M	2.1	2.37	2.37 ≥ 1.5
Armatura in direzione y			
l (cm)	75	60	60
q (kg/cm)	480	552	552
M (kgm)	13500	9936	9936
Armatura	12ø12	10ø12	10ø12
A (cmq)	13.57	11.31	11.31
Mr (kgm)	28300	23587	23587
Mr/M	2.1	2.37	2.37 ≥ 1.5

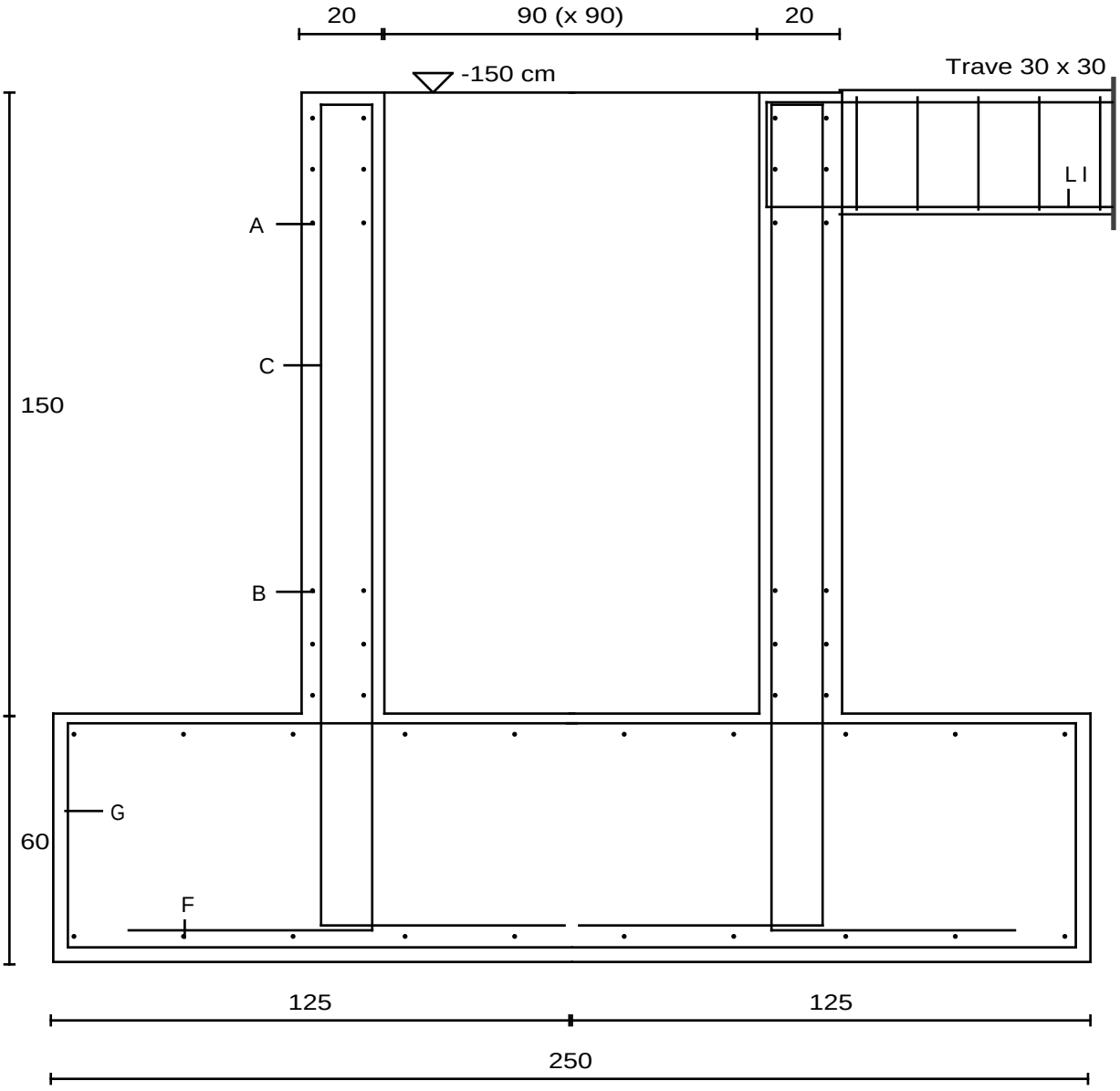
Peso acciaio (kg):

bicchiere	162	162	162
soletta	145	111	111

DATI PER SCHEDA CE

fck (N/mm2) = 25
ftk (N/mm2) = 540 fyk (N/mm2) = 450
Flessione di progetto (kNm) = 333.45
Taglio di progetto (kN) = 4.73
Yc = 1.50 Ys = 1.15

SEZIONE IN DIREZIONE "X" PER St = 2.80 kg/cmq.



Y = 125 + 125 = 250

Descrizione armature:
A : 6 staffoni orizzontali ø 12.
B : 6 staffoni orizzontali ø 12.
C : 3 forcelle verticali ø 12 per spigolo = 6 ø 12 per spigolo.
F : 10 staffoni ø 12.
G : 10 staffoni ø 12.
I : staffe ø 8 / 15 cm.
L : 4 ø 12, sovrapposizioni 90 cm.