RELAZIONE SUI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO CLASSE **Rck > 300 Kg/cmq**

ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA **FeB44k**

SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI

CALCESTRUZZO

- Tensione ammissibile per flessione σ_c = **97.50 Kg/cmq**
- Tensione ammissibile per compressione semplice σ_c = **68.25 Kg/cmq**
- Tensione tangenziale ammissibile τ_{cl} = **18.28 Kg/cmq**
- Tensione tangenziale ammissibile senza armatura τ_{co} = **6.00 Kg/cmq**

ACCIAIO

- Tensione ammissibile σ_f = **2200 Kg/cmq**

RELAZIONE DOSATURE

Per ogni tipo di cls gli inerti dovranno avere lunga durata nel tempo senza degradarsi, granulometria durezza e resistenza meccanica adeguate al tipo di cls da realizzare, ed essere lavati e totalmente mancanti di sostanze organiche limose e gassose; l'acqua di impasto dovrà essere limpida, priva di sali in percentuali dannose, priva di cloruri e non aggressiva .

Cls Rbk	sabbia	graniglia	pietrisco	cemento	rapporto A/C
300	**50%**	**20%**	**30%**	**300 – 400 Kg**	**0.30-0.45**

RELAZIONE DI CALCOLO

NORMATIVA

Il calcolo delle strutture in elevazione è condotto nell'osservanza della normativa vigente per le opere in c.a. e precisamente :

- Legge n.1086 del 05/11/1971 – NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO, NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA ;

- D.M. LL.PP. del 09/01/1996 - NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE ;

- Circ. Min. LL.PP. del 15/10/1996 n.252 AA.GG./STC ;

- Legge n.64 del 02/02/1974 – PROVVEDIMENTI PER LE COSTRUZIONI CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE ;

- D.M. LL.PP. del 16/01/1996 - NORME TECNICHE RELATIVE AI "CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI" ;

- Circ. Min. LL.PP. del 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC ;

- D.M. LL.PP. del 16/01/1996 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE ;

- Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65 AA.GG.

- L.R. del 7.1.83 n.9

MODELLO DI CALCOLO

1) Relazione tecnica illustrativa

Il collegamento verticale carrabile tra i diversi livelli del parcheggio è stato realizzato mediante un corpo rampa in c.a. , isolato dalla struttura del parcheggio grazie ad un idoneo giunto sismico . La struttura del corpo rampa è costituita da pilastri e travi su cui scaricano il solaio di copertura in c.a. e laterizio e la soletta piena in c.a. che costituisce la rampa (la parte iniziale della rampa, non facente parte del "corpo rampa" , è invece riportata) ; le travi sono di tipo emergente ed a spessore di solaio .

Il solaio di copertura è destinato soltanto al contenimento del terreno che costituisce il terrazzamento; è stato utilizzato pertanto, oltre alla soletta piena di 20 cm della rampa, un unico tipo di solaio, di spessore 41 cm

2) Sistema costruttivo

La struttura sarà realizzata con il sistema tradizionale a telai di travi e pilastri in cemento armato gettati in opera, e solai latero-cementizi ; la rampa è del tipo a soletta piena .

Le fondazioni, di tipo diretto, sono a plinti isolati con travi di collegamento .

3) Criterio di progettazione strutturale

Il calcolo strutturale è stato eseguito nel rispetto della vigente normativa sismica italiana; si sono considerate inoltre le indicazioni contenute nella normativa europea e nell'O.P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e s.m.i. circa la regolarità e la duttilità delle strutture .

E' stata eseguita l'analisi sismica dinamica della struttura per valutarne l'effettivo comportamento sismico, altrimenti difficilmente interpretabile attraverso un'analisi sismica statica viste le irregolarità sia planimetriche che altimetriche dell'edificio .

La tipologia strutturale per tutti i manufatti progettati è quella di edificio a telaio spaziale in c.a. classificabile come una struttura a medio-alta duttilità; come è noto infatti le capacità dissipative sono legate alla capacità di formazione di cerniere plastiche nelle membrature nelle fasi precedenti il collasso .

Il dimensionamento delle membrature è stato eseguito in base al criterio di gerarchia delle resistenze; si sono infatti sovradimensionati i pilastri rispetto alle travi in modo da innescare la formazione delle cerniere plastiche prima all'interno delle travi stesse, e solo successivamente nei ritti .

In altri termini si è provveduto ad impedire il collasso attraverso il meccanismo di piano, soluzione, come noto, molto poco dissipativa .

Particolare attenzione è stata posta all'armatura a taglio delle membrature, infatti ben noti sono gli effetti migliorativi di un'efficace staffatura in termini sia di duttilità che di confinamento del cls . Inoltre per poter applicare lo spettro di progetto è necessario essere certi che le capacità dissipative della struttura siano quelle ipotizzate: un'armatura a taglio sovradimensionata (con riferimento ai momenti ultimi della sezione) garantisce un meccanismo di plasticizzazione di tipo flessionale ed impedisce una prematura rottura di tipo fragile per taglio .

In altri termini la duttilità globale della struttura si può considerare non inferiore a quella che lo spettro di normativa italiana sottointende riducendo lo spettro elastico con un "fattore di struttura" pari circa a 6 , fatte salve le irregolarità planimetriche ed altimetriche che sono state tenute in conto adottando un coefficiente di struttura β maggiorato e pari a 1.20

4) <u>Modello di calcolo</u>

In base alla normativa la zona in cui sorgerà il complesso è dichiarata sismica e classificata di terza categoria (grado di sismicità S = 6) .

Il modello di calcolo è quello di un telaio spaziale in c.a. costituito da ritti, i pilastri, e da traversi, le travi, collegati da impalcati aventi rigidezza estensionale infinita (tranne la parte curva della rampa) .

Pertanto la struttura è stata schematizzata come un sistema di aste incastrate tra loro e vincolate esternamente mediante vincoli elastici (molle) al piede .

5) Ipotesi di calcolo

- Solai infinitamente rigidi nel loro piano ;
- Membrature vincolate da incastri perfetti, per cui i ritti sono considerati sia al piede che in testa perfettamente incastrati con i traversi cui sono collegati. Lo schema di calcolo è quello di un telaio tridimensionale costituito da telai disposti sia lungo l'asse X che lungo l'asse Y (assi orizzontali) ;
- Ritti vincolati esternamente, al piede, mediante vincoli elastici (con cui vengono modellati i plinti di fondazione) alla traslazione lungo l'asse verticale Z ed alla rotazione intorno agli assi orizzontali X e Y (le restanti componenti di spostamento sono invece completamente impedite) .

ANALISI SISMICA DINAMICA

I solai si ipotizzano infinitamente rigidi nel loro piano e quindi in grado di distribuire le azioni orizzontali agli elementi di controvento, cioè i telai, proporzionalmente alla rigidezza di questi ultimi . Il calcolo delle strutture è condotto con il metodo dell'analisi sismica dinamica ipotizzando il sisma diretto secondo l'asse X e l'asse Y separatamente in base alle disposizioni del D.M. 16 gennaio 1996

Per la determinazione della ripartizione delle azioni tra i singoli controventi si adopera un programma di calcolo automatico agli elementi finiti il cui nome commerciale è MASTERSAP 14

La struttura è schematizzata con una serie di aste collegate nei nodi; il programma riceve come input le dimensioni geometriche degli elementi strutturali, gli interassi, le condizioni di vincolo esterno ed interno tra le aste nonché lo spettro di progetto e le masse sismiche degli impalcati, la direzione di ingresso dell'azione sismica e il numero di modi di vibrare da considerare e fornisce come output dell'elaborazione le reazioni dei vincoli esterni, le caratteristiche della sollecitazione M,N,T agenti nelle aste e gli spostamenti dei nodi per ogni singola combinazione di carico, nonché per ogni modo di vibrare il periodo e i fattori di partecipazione .

Si riporta in allegato la numerazione delle aste e dei nodi in modo da poter consultare le tabelle di input e di output anch'esse allegate .

SPETTRO DI PROGETTO

Per l'analisi dinamica si è adottato lo spettro di progetto della normativa italiana caratterizzato dai seguenti parametri:

- Coefficiente di intensità sismica C . Si ha : $C = \frac{S-2}{100} = \frac{6-2}{100} = 0.04$
- Coefficiente di fondazione ε . Si assume : $\varepsilon = 1.10$
- Coefficiente di struttura β . Si assume : $\beta = 1.20$
- Coefficiente di protezione sismica I . Si assume : $I = 1.20$

DETERMINAZIONE DI '*Wi*'

Per determinare il peso sismico di ogni piano, si è calcolato il peso di tutti gli elementi della struttura: travi, pilastri, tompagnature, impalcati comprensivi dei carichi permanenti ed accidentali .

W_i = peso sismico del piano i-esimo : $W_i = G_i + s\,Q_i$

G_i = Peso carichi permanenti del piano i-esimo

Q_i = Peso carichi accidentali del piano i-esimo

s = Coefficiente di riduzione del sovraccarico.

Si assume: s = 0.33 per il solaio di copertura e s = 1.00 per la rampa

In particolare per quanto riguarda i carichi agenti sulla rampa si ha, considerando a vantaggio di sicurezza valori dei sovraccarichi maggiorati rispetto ai minimi di normativa :

Solaio H = 20 cm	peso proprio	500	Kg/mq
Sovraccarichi permanenti		100	Kg/mq
Sovraccarichi accidentali		600	Kg/mq

Per il solaio di copertura si ha invece :

Solaio H = 36 +5 = 41 cm	peso proprio	637	Kg/mq
Sovraccarichi permanenti		1600	Kg/mq
Sovraccarichi accidentali		200	Kg/mq

MODI DI VIBRAZIONE - MASSE STRUTTURALI

Per l'analisi dinamica si sono utilizzati n° 9 modi di vibrare così da assicurare l'eccitazione di circa il 95 % della massa totale della struttura calcolata come somma del peso proprio e dei carichi permanenti e accidentali .

COMBINAZIONI MODALI

La combinazione degli effetti, sollecitazioni e spostamenti, è stata eseguita con la regola SRSS ("Square Root Sum Squares") , infatti i periodi propri sono sufficientemente separati l'uno dall'altro cosicché la stima del picco di risposta è prossima a quella ottenuta con un'analisi al passo . I risultati dell'analisi sono disponibili negli allegati .

PROGETTO E VERIFICA DELLE MEMBRATURE

Le membrature sono state progettate e verificate per tutte le condizioni ottenute dall'applicazione delle diverse combinazioni di carico statico e sismico .

PROGETTO E VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA

E' stata progettata un'unica tipologia di solaio ("solaio di copertura") , di 3 appoggi e 2 campate, avente altezza 41 cm e sottoposta ad un sovraccarico permanente p = 1600 Kg/mq e ad un sovraccarico accidentale q = 200 Kg/mq

Tale progetto è stato effettuato con il modello di trave continua su appoggi fissi; sono state inoltre considerate le combinazioni di carico più gravose sia in campata che sugli appoggi .

La struttura in questione e' risolta con l'equazione dei tre momenti; le sollecitazioni risultanti dalle condizioni di carico previste vengono inviluppate, e la struttura viene verificata, utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili, con riferimento alle massime sollecitazioni .

La C.d.C. n.0 prevede la soluzione solo per pesi propri e permanenti .

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI USATI :

CALCESTRUZZO : Rck = 300 Kg/cmq σ_c massima per sez. piena = 97.50 Kg/cmq

ACCIAIO : TIPO Fe B 44 K ad aderenza migliorata σ_f = 2200 Kg/cmq

Coefficiente di omogeneizzazione n = 15 Copriferro 3 cm

I tabulati riportano i valori riferiti all'interasse tra due travetti; le convezioni sui segni sono le seguenti:

Momenti: [+] -> fibre inf.tese ; [-] -> fibre sup. tese

Reazioni: [+] -> verso il basso ; [-] -> verso l'alto

Frecce: [+] -> abbassamenti ; [-] -> innalzamenti

SOLAIO DI COPERTURA

TIPOLOGIA DELLA SEZIONE:

Sez. n.	Tip.	Int-Tr.	L-Trav.	H-Sol.	Sp-Cald.	P.P.Calcestr.	P.P.Blocchi
2: (cm)	T	60	22	41	5	455 Kg/mq	182 Kg/mq

SCHEMA STRUTTURALE (luci in cm)

```
  _________________
  |  Q 1  |  Q 2  |
  #################
  #       #       #
  +- 440 -+- 565 -+
  1       2       3
```

CARICHI PERMANENTI PER METRO QUADRO (escluso p.p.):

Peso permanente ..... 1600 Kg/mq

TABELLA DELLE C.d.C. ACCIDENTALE (Kg/mq)

N.		Q 1
0	C.d.C.	0
1	C.d.C.	200
2	C.d.C.	0

CONDIZIONE DEI VINCOLI ESTREMI

Vincolo sinistro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto
Vincolo destro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto

FORZA CONCENTRATA DI PUNZONAMENTO: 200 Kg LATO IMPRONTA = 5 cm

MOMENTI NEGLI APPOGGI (Kgm)

		M1	M2	M3
0	C.d.C.	-1083	-3695	-1786
1	C.d.C.	-1180	-3801	-1786
2	C.d.C.	-1083	-3920	-1946
3	C.d.C.	-1180	-4026	-1946

MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (Kgm)

		M1-2	M2-3
0	C.d.C.	991	2659
1	C.d.C.	1170	2611
2	C.d.C.	902	2945
3	C.d.C.	1080	2897

REAZIONI DEGLI APPOGGI (Kg)

		R1	R2	R3
0	C.d.C.	2359	7677	3454
1	C.d.C.	2621	7962	3435
2	C.d.C.	2308	8078	3782
3	C.d.C.	2570	8363	3763

FRECCE MASSIME IN CAMPATA (mm)

		F1-2	F2-3
0	C.d.C.	0.13	1.24
1	C.d.C.	0.2	1.2
2	C.d.C.	0.09	1.39
3	C.d.C.	0.15	1.35

VERIFICA A FLESSIONE

Le verifiche sono riferite ad un singolo travetto

Vengono verificati soltanto gli appoggi (laterale e intermedio) e la campata più sollecitati .

APPOGGIO LATERALE

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm

M = 194600 Kgcm A_f = 6.28 cmq (2ϕ20)

x = 9.50 cm **σ_c = 19.70 Kg/cmq** **σ_f = 889 Kg/cmq**

APPOGGIO INTERMEDIO

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm

M = 402600 Kgcm A_f = 6.28 cmq (2ϕ20)

x = 9.50 cm **σ_c = 40.70 Kg/cmq** **σ_f = 1839 Kg/cmq**

CAMPATA

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm b = 22 cm

M = 294500 Kgcm A_f = 6.28 cmq (2ϕ20)

x = 10.20 cm **σ_c = 32.60 Kg/cmq** **σ_f = 1330 Kg/cmq**

VERIFICA A TAGLIO

Le verifiche sono riferite ad un singolo travetto

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm

T_{max} = 4499 Kg **τ = 2.20 Kg/cmq**

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

4 ϕ 12 al ml, perpendicolarmente ai travetti

TRAVETTO ROMPITRATTA

4 ϕ 12 + STAFFE ϕ8/15, perpendicolarmente ai travetti

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Su un'impronta quadrata di lato 5 cm avremo:

$$\tau_{punz} = \frac{200}{(5 \times 4) \times 5} = 2.00 Kg/cmq$$

PROGETTO E VERIFICA DELLA RAMPA

La rampa da realizzare è del tipo a soletta piena; è stata dunque progettata una soletta piena in c.a. di spessore 20 cm e luce 510 cm, soggetta ad un sovraccarico permanente p = 100 Kg/mq e ad un sovraccarico accidentale q = 600 Kg/mq

Il progetto di tale soletta è stato effettuato con il modello di trave continua su appoggi fissi.

La struttura in questione e' risolta con l'equazione dei tre momenti; le sollecitazioni risultanti dalle condizioni di carico previste vengono inviluppate, e la struttura viene verificata, utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili, con riferimento alle massime sollecitazioni .

La C.d.C. n.0 prevede la soluzione solo per pesi propri e permanenti .

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI USATI :

CALCESTRUZZO : Rck = 300 Kg/cmq σ_c massima per sez. piena = 97.50 Kg/cmq

ACCIAIO : TIPO Fe B 44 K ad aderenza migliorata σ_f = 2200 Kg/cmq

Coefficiente di omogeneizzazione n = 15 Copriferro 3 cm

I tabulati riportano i valori riferiti ad una larghezza di soletta pari a 100 cm ; le convezioni sui segni sono le seguenti:

Momenti: [+] -> fibre inf.tese ; [-] -> fibre sup. tese

Reazioni: [+] -> verso il basso ; [-] -> verso l'alto

Frecce: [+] -> abbassamenti ; [-] -> innalzamenti

```
TIPOLOGIA DELLA SEZIONE:
-------------------------------------------------------------------------
 Sez. n.  Tip. Int-Tr. L-Trav. H-Sol. Sp-Cald.  P.P.Calcestr.  P.P.Blocchi
-------------------------------------------------------------------------
3: (cm)  R    100    100    20     20      500  Kg/mq    0   Kg/mq
-------------------------------------------------------------------------


SCHEMA STRUTTURALE   (luci in cm)
  _________
  |  Q 1  |
  #########
  #       #
  +- 510 -+
  1       2


CARICHI PERMANENTI PER METRO QUADRO (escluso p.p.):

Peso permanente ................ 100 Kg/mq
```

TABELLA DELLE C.d.C. ACCIDENTALE (Kg/mq)

N.		Q 1
0	C.d.C.	0
1	C.d.C.	600
2	C.d.C.	0

CONDIZIONE DEI VINCOLI ESTREMI

Vincolo sinistro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto
Vincolo destro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto

MOMENTI NEGLI APPOGGI (Kgm)

		M1	M2
0	C.d.C.	-651	-651
1	C.d.C.	-1301	-1301
2	C.d.C.	-651	-651

MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (Kgm)

		M1-2
0	C.d.C.	1301
1	C.d.C.	2601
2	C.d.C.	1301

REAZIONI DEGLI APPOGGI (Kg)

		R1	R2
0	C.d.C.	1530	1530
1	C.d.C.	3060	3060
2	C.d.C.	1530	1530

FRECCE MASSIME IN CAMPATA (mm)

		F1-2
0	C.d.C.	1.52
1	C.d.C.	3.05
2	C.d.C.	1.52

VERIFICA A FLESSIONE

Le verifiche sono riferite ad una larghezza pari a 100 cm

APPOGGIO

H = 20 cm h = 17 cm B = 100 cm

M = 130100 Kgcm $A_f = A'_f$ = 12.06 cmq (6ϕ16)

x = 5.63 cm **σ_c = 23.93 Kg/cmq** **σ_f = 726 Kg/cmq**

CAMPATA

H = 20 cm h = 17 cm B = 100 cm

M = 260100 Kgcm $A_f = A'_f$ = 12.06 cmq (6ϕ16)

x = 5.63 cm **σ_c = 47.84 Kg/cmq** **σ_f = 1451 Kg/cmq**

VERIFICA A TAGLIO

Le verifiche sono riferite ad una larghezza pari a 100 cm

H = 20 cm h = 17 cm B = 100 cm

T_{max} = 3060 Kg **τ = 2.00 Kg/cmq**

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

4 ϕ 12 al ml, perpendicolarmente all'armatura longitudinale

PROGETTO E VERIFICA DELLE TRAVI

Il regime di sollecitazione delle travi è di flessione (retta) e taglio .

Per quanto riguarda l'armatura a taglio delle travi emergenti, nelle sezioni in cui le tensioni tangenziali sono risultate inferiori al valore di normativa τ_{co} = 6.00 Kg/cmq si sono disposte staffe Φ12 ogni 20 cm , superiori alle armature minime da regolamento; dove le tensioni tangenziali sono risultate invece maggiori di τ_{co} si è previsto un infittimento delle staffe (Φ12 ogni 10 cm , dove necessario anche a 4 braccia) .

Per aumentare la duttilità della trave il contributo degli eventuali ferri sagomati non è stato considerato ai fini dell'assorbimento del taglio che è stato dunque, a vantaggio di sicurezza, affidato interamente alle staffe .

Per conferire alle travi un livello di duttilità soddisfacente nei riguardi delle azioni sismiche è comunque previsto anche un infittimento delle staffe (Φ12 ogni 10 cm) in corrispondenza degli appoggi, per una lunghezza di circa due volte l'altezza utile della trave, come previsto dalla Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65

Nelle travi a spessore sono state invece disposte, con gli stessi criteri utilizzati per le travi emergenti, staffe Φ8

In allegato sono riportate, per ciascuna combinazione di carico considerata, le verifiche (a flessione e a taglio) di tutte le travi, sia emergenti che a spessore di solaio, presenti ai diversi piani .

PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

Il regime di sollecitazione dei pilastri è di pressoflessione (deviata) e taglio .

Per quanto riguarda l'armatura a taglio, poiché le tensioni tangenziali sono risultate ovunque inferiori al valore di normativa τ_{co} = 6.00 Kg/cmq , si sono disposte staffe Φ8 ogni 20 cm , superiori alle armature minime da regolamento .

Per conferire ai pilastri un livello di duttilità soddisfacente nei riguardi delle azioni sismiche è previsto un infittimento delle staffe (Φ8 ogni 10 cm) in testa e al piede del ritto, per una lunghezza di circa 60 cm , come previsto dalla Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65 ; tale staffatura è stata disposta anche nei nodi trave-pilastro (sia interamente confinati che non) per conferire ad essi una sufficiente duttilità .

In allegato sono riportate, per ciascuna combinazione di carico considerata, le verifiche (a pressoflessione e a taglio) di tutti i pilastri della struttura .