

86.2/2

ATN

82752

059377

K. K. 安托諾夫 著
T. A. 波波娃

1962.11.14
**利用剛度變動
設計超靜定
鋼筋混凝土梁**

中央建築工程設計院譯

商務印書館



K. K. 安托諾夫 著
T. A. 波波娃

利用剛度變動
設計超靜定鋼筋混凝土梁

中央建築工程部設計院譯

86.212
ATN



商務印書



C0154489

本書係譯自蘇聯國立建築工程書籍出版社(Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре) 1952 年出版的安托諾夫(К. К. Антонов)、波波娃(Т. А. Попова)合著的“利用剛度變動設計超靜定鋼筋混凝土梁”(проектирование железобетонных статически неопределимых балок с учетом переменной жесткости)一書。

內容主要講述如何利用計算剛度變動的方法,研究有負載(勁性)鋼筋的超靜定鋼筋混凝土 T 形梁,使其有提高容許載荷及簡化結構的可能。本書共分兩章:第一章“問題提法、實驗資料”,第二章“考慮剛性變動鋼筋混凝土梁計算法”。可供土木工程師及建築工程中的設計工作者參考之用。

利用剛度變動 設計超靜定鋼筋混凝土梁

中央建築工程部設計院譯

★版權所有★

商務印書館出版

上海河南中路二一號

新華書店總經售

商務印書館北京廠印刷

*(62775)

1954 年 4 月初版 版面字數 21,000

印數 1—8,000 定價 ¥1,700

前 言

本冊子是用計算剛度變動的方法，研究有負載(勁性)鋼筋的超靜定鋼筋混凝土T形梁，使其有提高容許載荷及簡化結構的可能。根據試驗結果及設計工作經驗的分析，證明：連續T形梁的平板當負使用載荷時在負力矩區域內是不參加工作的。

本書所建議的計算方法能够利用變動剛度來求受彎力矩及撓度；爲了簡化計算起見，本冊子相當引入些圖表。

本冊子是供土木工程師，設計工作者及科學工作者之用。

但因譯者的俄文水平及技術知識都極爲貧乏，對原文的理解可能有不當之處，因此，本冊子翻譯上的錯誤在所難免，希望讀者們提出批評及指正，俾能及時地修正翻譯中的缺陷。

中央建築工程部設計院

目 錄

前 言

第一章 問題提法 實驗資料

1. 鋼筋混凝土梁的剛性變動及其計算的真實意義.....1
2. 試驗樓面的論述..... 4
3. 試驗的結果.....7
4. 結論16

第二章 考慮剛性變動鋼筋混凝土梁計算法

1. 支點慣性矩和跨度慣性矩的關係17
2. 考慮變慣性矩的超靜定鋼筋混凝土樓面構件的精確計算 18
3. 考慮剛性變動的超靜定鋼筋混凝土樓面構件的近似計算26
4. 力矩圖零點附近區域的影響30
5. 結論32

利用剛度變動設計超靜定 鋼筋混凝土梁

第一章 問題提法 實驗資料

1. 鋼筋混凝土梁的剛性變動及其計算的真實意義

採用在莫斯科高樓大廈建設中的許多多層房屋鋼筋混凝土構架的設計，特別是有承重鋼筋的構架設計，在設計者們面前產生了許多問題，即為構架的各個構件及其各個節點計算和構造如何相連系的問題。

這些產生在鋼筋混凝土構架設計工作中的問題是關於橫梁和梁剛性變動的計算。

鋼筋混凝土橫梁或梁是與樓面的平板整體結合的，且正彎力矩區域的平板是位於受壓層，而負彎力矩區域的則位於受拉層。

按照暫行的技術規範第二十三條關於有承重鋼筋的鋼筋混凝土構架的設計(BTY-03-49)在計算受彎構件剛性時受拉區域的混凝土不加考慮。

因此，橫梁或梁如在垂直載荷作用下，在跨度中應視作T形截面，而在支座上則視作矩形截面。在這種情形下，梁在跨度中

和在支座上的慣性矩可以相差很大。此梁的剛性變動首先表現在支點力矩和跨度力矩的數值上，即支點力矩值減小了和跨度力矩值增加了。

如蘇聯建築學院土木工程技術研究所所做出的計算證明，支點力矩的減小可以是很大。

鋼筋混凝土梁剛性變動的計算不僅給予在結構物中正確分配內力的可能，並對有承重鋼筋的構架解決直接的實際問題。在這樣的構架中，柱和橫梁內的鋼筋一般是按在建築物施工過程中，傳導到鋼筋上的載荷計算選擇之。

在混凝土澆灌和凝固以後，結構物就如鋼筋混凝土的結構工作。在此狀態下，結構物的各個構件和截面中具有各種不同的強度安全係數。

這樣，梁和橫梁在跨度中，由於樓面寬的橫板包括在截面受壓層的工作中，具有過份的強度安全，有時竟超過標準的一倍。相反地，在視作矩形截面的支座上，強度的安全不夠，而不得不加強節點。若支點力矩值很大時，節點結構問題很複雜，因為要很好地灌注混凝土很困難。

在這樣的條件下，最適當的是用相應增大跨度力矩和減小支點力矩的方法以減輕節點的負荷。

如已知的，用具有塑性性質的材料作成的超靜定梁中由於形成塑性鉸鏈，力矩的重新分配是可能的。根據這個原理，鋼筋混凝土橫梁和梁祇要符合於下列的條件，使在跨度中點上正負

力矩絕對值的總和等於簡支梁的力矩，在支座上和跨度中即可任意配置鋼筋。

但是這種情形不是經常可以利用的。必須考慮到當使用時在鉸鏈處可能形成爲許多建築物所不能容許的很大裂縫。

由此又產生了一個關於計算重新分配力矩可能性的問題，這些力矩還在梁的工作處於“彈性”階段時由於不包括樓面平板的結果所引起的。

因此，關於鋼筋混凝土樓面平板在加載荷過程中，工作問題的研究呈現了明顯而實際的趣味。換句話說，發生問題是在暫行的技術規範第二十三條 BTY-03-49 關於不包括混凝土受拉層的指示，在某種程度上對於橫梁的支座截面是正確的，但在這些橫梁裏平板的截面有時很大。

爲了說明這個問題，可用在一九四〇年蘇維埃宮中某一樓面試驗段試驗時所得的資料（該試驗由蘇維埃宮建設與中央工業建築科學研究院（ЦНИИП）共同進行的）。這次試驗的材料某些結果在經我們進行修正後，曾於一九四一年發表在報章上。

所獲得的結果，除了評定樓蓋各個構件的工作以外，可以作出如下的結論，即在加載荷的過程中，固定的大小不是一個常數：起先，當載荷較小時，平板對節點的金屬接合有很好的幫助，此後，按混凝土中裂縫開展的程度，平板則漸漸的脫離。

按這個原因，在起先的時期中，節點的接合降低金屬中的應力約爲 33%，而到開展裂縫時僅爲 22%，即結構物照其工作的

性質接近於單純的金屬接合。

下面即根據這個試驗更詳細地研究在支座上平板的工作及導出剛性變動的計算的實用方法。

2. 試驗樓面的論述

圖 1 為樓面試驗部份的示意圖。厚十公分的鋼筋混凝土平板擱置在用混凝土澆製的 50 及 60 號壓延工字鋼的次梁上。

跨度為 7.2 及 7.7 公尺的梁是高 1.0 公尺的鋼合工字梁，僅在上弦板範圍內為在這些地方的平板做成承托而鋪包混凝土的。

柱為無混凝土鋪包的工字鋼，截面為 800×500 ，其中 800 為截面的高度，500 為翼緣的寬度。

次梁與橫梁及橫梁與柱的連接是用垂直的短角鐵作成的。某些次梁覆蓋在橫梁的“魚板”之上，亦即鋼夾板之上，此板應作成次梁上弦的連續性。

試驗樓面的平板是用鉚接鋼筋網；在跨度中及在支座上鋼筋的截面組成約每一公尺長為 5.5 平方公分。

在節點處還附加放置構造鋼筋，如第圖 2 所示，這些鋼筋的截面將不大，當然它不能對於平板節點處的抵抗拉力有很顯著的影響。

樓面的混凝土成份如下：400 號波特蘭水泥——每立公方 330 公斤；陶土砂——每立公方 654 公斤；陶土碎石——每立公

方 375 公斤。

水灰比為 0.85；圓錐體沉縮為 4—5 公分。

用震動器澆築混凝土。

在承托之上，梁的澆製用陶土砂灰漿，成份如下：400 號水泥 450 公斤，陶土砂 90 公斤，水 355 公升。

混凝土及砂灰漿的強度，在第二十八天為每平方公分 164 及 223 公斤，在第 45 天為每平方公分 185 及 268 公斤。

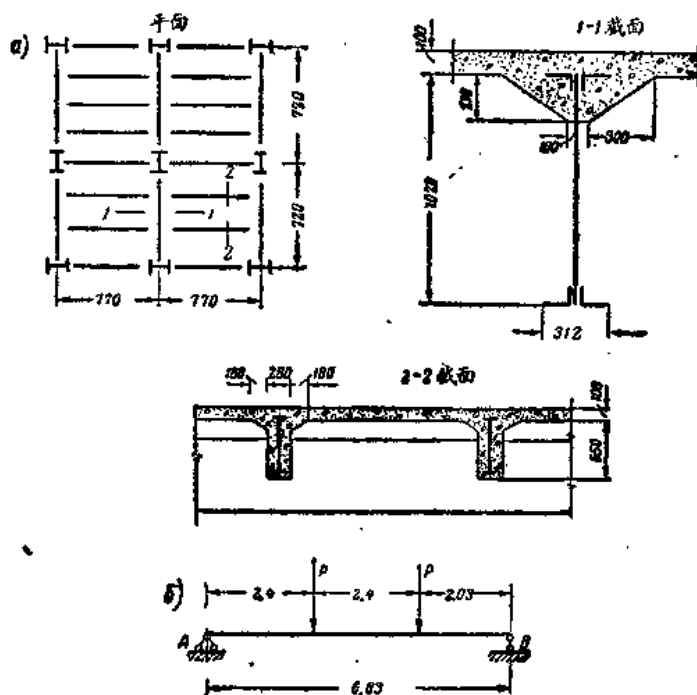


圖 1. 試驗的樓面

a—樓面示意圖

6—橫梁的計算示意圖

試驗段的第一次加重是在第五十三天進行。在試驗的過程中，在樓面梁上的載荷達到計算的載荷一倍半，而在平板的載荷則到三倍。

增加載荷的次序

450 kg/m ² , 或	計算載荷的	0.67
590 "	"	0.75
720 "	"	0.875
960 "	"	1.00
1150 "	"	1.125
1420 "	"	1.312
1760 "	"	1.500

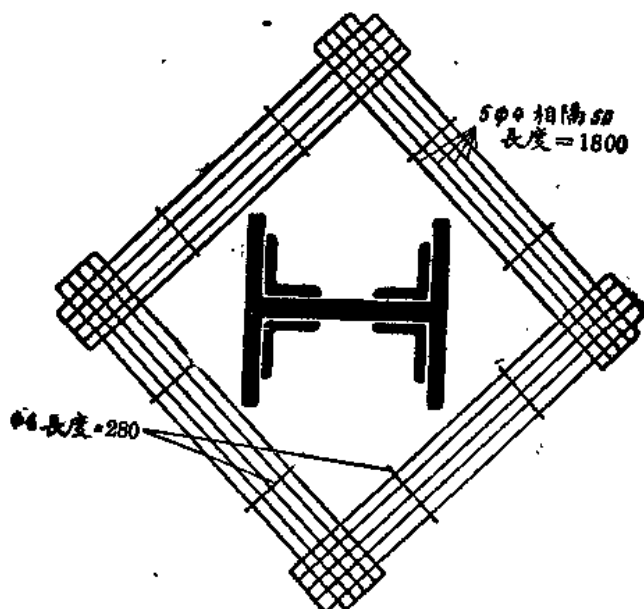


圖 2. 平板的鋼筋佈置詳圖

3. 試驗的結果

在垂直的短角鐵上，為試驗樓面的梁所採用的金屬連接，其剛度並不太高——約為作成完全固定的百分之八。

這樣連接的剛度大小主要與在鉚釘裏的應力大小有關，並隨這些應力的增加而很快地減小。

在一九三八年由蘇維埃宮建設發起，在莫斯科建築學院實驗室裏曾進行了在垂直的短角鐵上金屬接合剛性的實驗研究。

這些實驗證明了接合的工作是與角鐵厚度有關的，大的永久變形同時發生的。

角鐵厚度在受拉力時表現特別劇烈，如角鐵翼緣十公厘厚時在拉力時總變形超過受壓時變形的三倍，若厚度為十八公厘時這個比值減小到2—1.5。這就是角鐵本身變形的最早結果，在受拉時角鐵的工作呈現很大程度的彎曲。

阿·凡·給姆美爾林格 (А. В. Геммерлинг) 氏利用了試驗的資料，作成各種不同的高度的梁在支座截面上的旋轉角和受彎力矩之間的圖形關係。

上面所引用有梁及板的自重附加在內的載荷 960 公斤/平方公尺是從梁及橫梁視作純金屬的，簡支的條件演算的，亦即當其與混凝土聯合工作時及節點截面的剛性不考慮在內的情形。

在試驗的過程中測定金屬中的變形證明了真實的應力大大地小於計算的應力。

因此，真正的容許載荷是很大的。

在這些比較不大的載荷時，樓面平板在梁的節點上的情形及其對支點力矩值的影響變為更有趣味。

如果假定在柱中心軸間的全部長度上，樓面平板加入負擔橫梁的負力矩工作，則得以下在平板混凝土中拉應力的數值：

當載荷為 $0.875 P$ 時為 3.3 kg/cm^2

“ $1.000 P$ ” “ 3.8 ”

這些數值大大地小於約為 16 公斤/平方公分的 185 號混凝土在受拉時的強度。

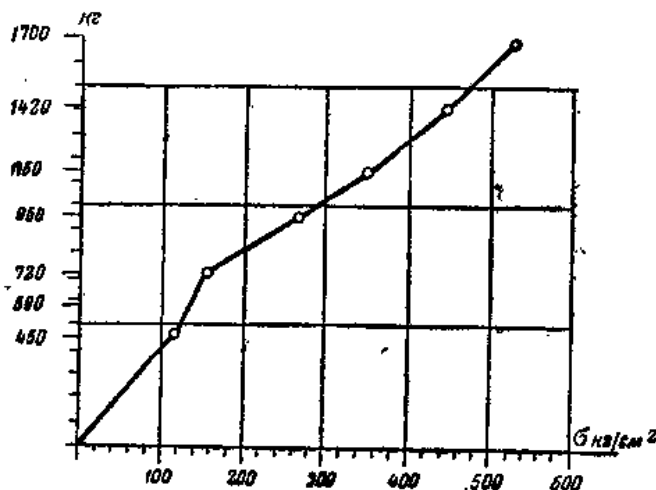
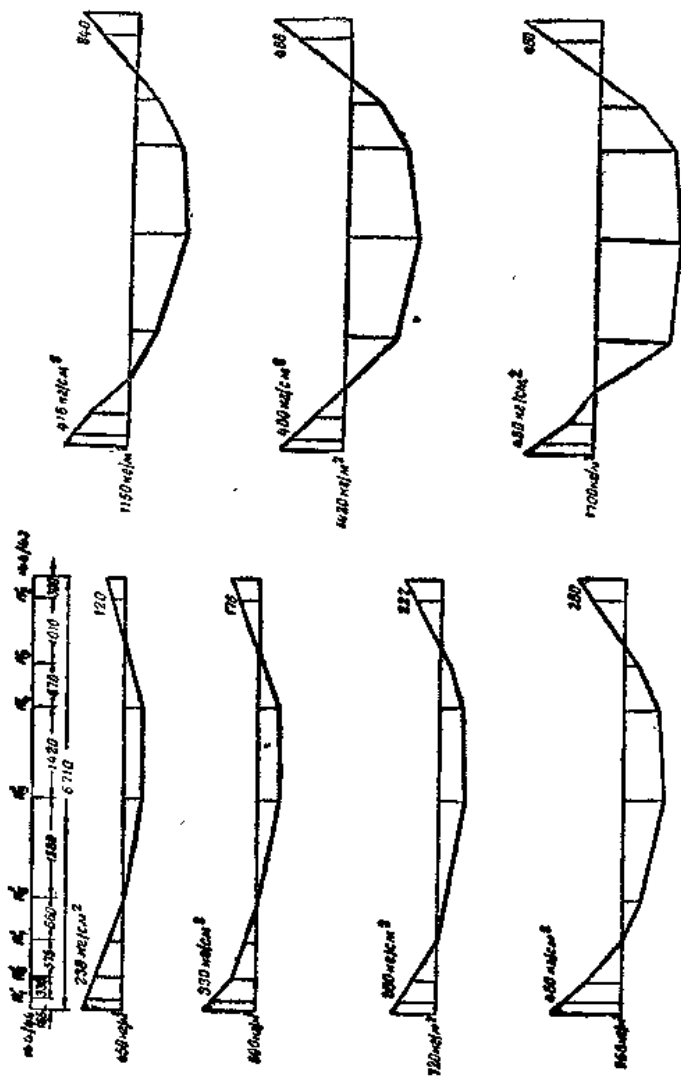


圖 3. 在跨度中點下部金屬橫梁中的應力

對樓面平板情形的觀察，當載荷 $1.00 P$ 時在其柱旁的上部表面顯露了裂縫的出現。按金屬梁裏所量得的應力（圖 3）及依此應力而繪製的力矩圖形（圖 4），可以看出在載荷為 $0.875 P$



時，應力曲線已經偏右，而在當同一載荷 $0.875 P$ ，即 720 kg/m^2 時，力矩圖形上顯露支點力矩值的下降。這就證明平板中的裂縫實際上早已出現，但在粗糙未刷白的表面上肉眼不能看到。

在繼續增加載荷下這些裂縫擴展離柱益遠，當載荷為 $1.5 P$ 時其形態如圖 5 所示。

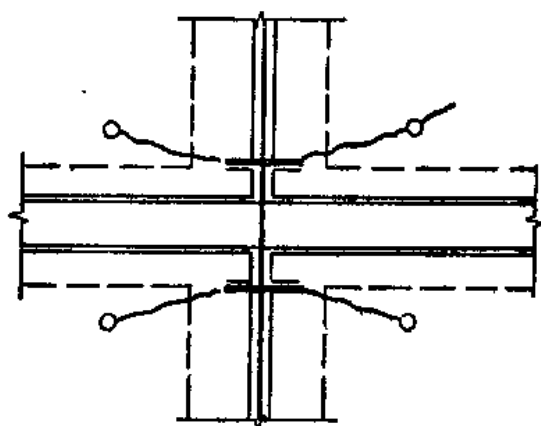


圖 5. 節點上裂縫示意圖

按照混凝土號 $E_0 = 175000 \text{ kg/cm}^2$ ，求在載荷下橫梁的計算變形，則

$$m = E_m : E_0 = 12.$$

梁的計算寬度採用橫梁中軸間的距離一半，即 3.85 公尺。

在這些數值中，所引用的橫梁慣性矩為 $J = 88.5 \times 10^5 \text{ cm}^4$ 。

自受壓邊到中軸距離為 $x = 24 \text{ cm}$ 。

在加載荷的過程中按量得的變形值 α 為自 30 到 18 公分。

當載荷為 $1.0 P$ 時, $x = 23.5\text{cm}$, 即接近於理論數值(圖 6)。

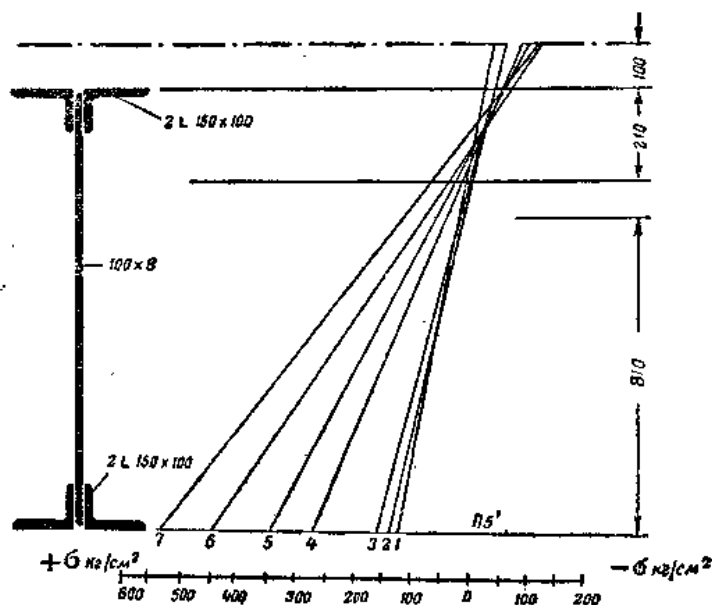


圖 6.

依橫梁的計算示意圖(圖 1,6)為: $R_A = 0.95 P$, $R_B = 1.05 P$, 簡支梁跨度中央的力矩 $M_0 = 2.2 P_0$ 。對於第四個載荷階段: $P = 0.96 \times 2.4 \times 7.7 = 17.7 \text{ t}$ 及 $M_0 = 38.9 \text{ tm}$ 。

現在求由於節點連接的剛性而產生的力矩; 利用阿·凡·給姆美爾林格氏的圖形來求。

梁端截面的轉動角及該截面的力矩可以用下列在各段中的直線方程式表示之:

$$\frac{\alpha}{a} + \frac{M}{b} = 1. \quad (a)$$

用極限的條件求出 α 值及 b 值:

$$\alpha = 0; \quad M = M_{\pi};$$

$$M = 0; \quad \alpha = \alpha_0.$$

式中 α_0 ——簡支梁的轉動角;

M_{π} ——支座上嵌固的力矩。

繪製直線必須依縱座標軸置由於所給載荷的固定力矩，而依橫座標軸則置 α_0 。此直線與節點連接的力矩曲線的交點即支點上所求的力矩值。

所研究的情形為:

$$M_{\pi} = \frac{P}{6.83^2} (2.03 \times 4.8^2 + 2.4^2 \times 4.43) = 1.54 P$$

或
$$M_{\pi} = 1.54 \times 17.7 = 27.4 \text{ tm},$$

$$\alpha_0 = \frac{M_{\pi} l}{2 EJ} = \frac{2740000 \times 683}{2 \times 175000 \times 88.5 \times 10^5} = 60 \times 10^{-5}.$$

由圖 7 的圖形得支點 B 上力矩為 15.0 tm。

按儀器表示的來判斷，支點 A 上的力矩是由於在這加載荷的階段裏柱的順從性略小(圖 4); 跨度中的力矩為 27.0 tm。由此在橫梁下弦的計算拉應力為:

$$\sigma = \frac{27.4 \times 10^5 \times 86 \times 12}{88.5 \times 10^5} = 315 \text{ kg/cm}^2.$$

事實上的應力為 265 kg/cm²，即少 15.5% (圖 3)。

如果計算及平板的鋼筋在某種程度上抵抗了節點上的拉力，則計算值和試驗值的適合性應認為是很好的。實際為使計