



339281

[苏联] Б. Ф. 戈略諾夫 著

預应力钢筋混凝土 超靜定結構計算



中国工业出版社



預应力鋼筋混凝土 超靜定結構計算

〔苏联〕B·Φ·戈略諾夫 著

馬嗣昭 楊錦礼 譯 胡丕显 校

中国工业出版社

本书叙述了計算和設計預应力鋼筋混凝土超靜定結構（連續梁、剛架、連續板及薄壳）的基本原理。

著者根据一些实验的結果进行了概括和分析，认为考虑結構的抗裂性能时可按弹性阶段进行計算，而在考虑結構的承載能力时可按极限状态进行計算。

书中介绍了苏联及其它国家的一些建筑实例。

本书可供工业及民用建筑设计人員，以及高等学校土建专业师生参考。

本书第一、二、三、五、六章系由馬剛昭譯，第四章系由楊錦礼譯。

Б.Ф.Горюнов

**СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ИЗ НАПРЯЖЕННО АРМИРОВАННОГО БЕТОНА**

Госстройиздат Ленинград 1957 Москва

* * *

預应力鋼筋混凝土超靜定結構計算

馬剛昭 楊錦礼 譯

胡丕显 校

*

建筑工程部图书編輯部編輯（北京西郊百万庄）

中国工业出版社出版（北京东便门内大街10号）

北京市书刊出版业营业许可证出字第110号

中国工业出版社第一印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行，各地新华书店經售

*

开本 $850 \times 1168^{1/32}$ ·印张 $67^{1/8}$ ·字数160,000

1965年11月北京第一版·1965年11月北京第一次印刷

印数0001—6,210·定价（科五）0.95元

*

統一书号：15165·4146（建工-481）

目 录

第一章 設計和計算預应力鋼筋混凝土超靜定結構的	
一般原則	1
§ 1 概述	1
§ 2 計算預应力鋼筋混凝土超靜定結構的基本原理	5
§ 3 錨定設備鄰近區域的計算	20
§ 4 鋼絲束與管壁間的摩擦所造成的預应力損失	34
第二章 連續梁	47
§ 1 概述	47
§ 2 預应力鋼筋混凝土連續梁的試驗研究	53
§ 3 按彈性階段計算連續梁	77
§ 4 按承載能力計算連續梁	105
第三章 剛架	110
§ 1 概述	110
§ 2 剛架的設計和計算	115
第四章 板	139
§ 1 概述	139
§ 2 按彈性階段計算預应力鋼筋混凝土板	141
§ 3 四邊支承板的計算	146
§ 4 作用在板上的內力的重分配和按極限狀態板的計算	178
第五章 薄壳	187
§ 1 概述	187
§ 2 薄壳的計算和設計	198
第六章 技術經濟指標及結論	211
參考文獻	214

第一章 設計和計算預应力鋼筋混凝土 超靜定結構的一般原則

§ 1 概 述

在設計第一批預应力鋼筋混凝土結構的時候，基本上是将結構物分割为最簡單的单个靜定构件。其原因在于，必須保證結構物的工作具有較明显的靜定性质。

由于当时即使是簡支的預应力鋼筋混凝土梁，也还有許多問題未經研究，所以，遵守上述要求就特別重要。

随着使用預应力鋼筋混凝土結構經驗的增加，以及通过实物研究，解决了与此种結構工作情况有关的一些問題，从而采用更为經濟的預应力鋼筋混凝土超靜定結構的課題就被提上了日程。

采用預应力鋼筋混凝土超靜定結構，可以为結構中应力的分布創造有利条件，并且可以减小各个构件的截面。

图 1 所示为三跨連續梁在均布荷載作用下，根据其边跨和中間跨长度的比例而决定的，中跨跨中弯矩和支座弯矩的变化曲线。

从图中可以看出，当边跨长度和中跨长度的比值在 $0.2 \sim 0.4$ 范围内变化时，支座弯矩和跨中弯矩的差額是不大的。并且，連續梁的最大弯矩值，比簡支梁（其跨度等于連續梁的最大中間跨度）的弯矩值低 40%。当 $\lambda = 0$ 时，就成为两端嵌固的梁。

应当指出，即使在发现裂縫时，弯矩的真实分配情况，也比按图 1 所得的結果还要好一些。

在构筑物接近破坏的时候，其弯矩將較按弹性阶段計算超靜定結構所得的值，作进一步的平衡。

因此，采用預应力鋼筋混凝土超靜定結構，比采用簡支結構

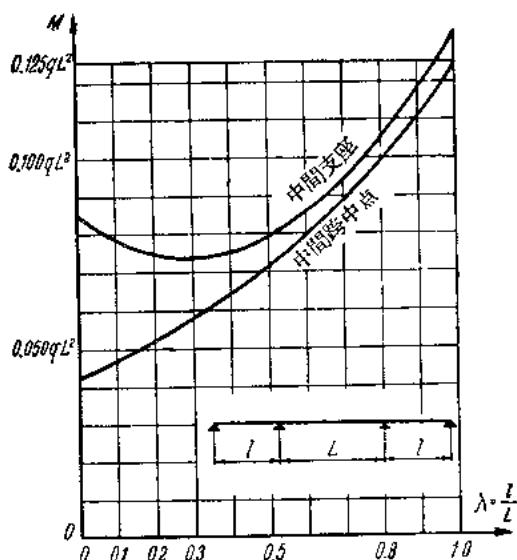


图 1 三跨連續梁的支座弯矩值和跨中弯矩值的变化曲线图

能更进一步地降低建筑造价和节约原材料。

显然，不仅对連續梁是这样，而且对于刚架、板、薄壳和其它结构也是这样。

例如，在预应力钢筋混凝土结构中，过去广泛采用了三铰拱（图 2, a）。

现在，在设计预应力钢筋混凝土结构时，则趋向于采用刚构框架，而且，如果说第一批预应力钢筋混凝土结构中，仅对水平构件施以预应力（图 2, b）的话，则在新型的预应力钢筋混凝土结构中，结构的所有主要构件（其中包括柱子）都采用了预应力钢筋。

采用预应力钢筋混凝土板（特别是薄壳），是非常有前途的。

例如，已经有了无须设置中间支柱的 100×50 米的屋盖。这类结构特别适用于仓库、汽车库、飞机库及其它内部需要通行无轨运输工具的房屋。

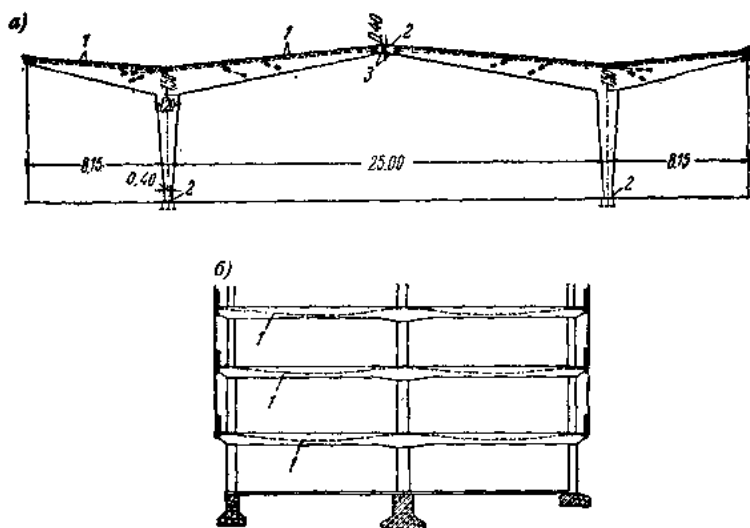


图 2 a) 三铰拱

1—四股鋼絲束；2—铰；3—接缝(在张拉鋼絲后浇灌混凝土)

b) 配有預应力鋼筋的刚架

下面例子(图3)中的房屋，是用九个跨度为46米的薄壳作为屋盖。此薄壳的平均厚度是6.3厘米，弦长10.0米，矢高2.5米。与薄壳跨度相同的边梁，其高度为1.67米、宽度25厘米。梁中配有三股鋼絲束，其中一股鋼絲束中有56根直径7毫米的高强度鋼絲，而另外两股鋼絲束中各有48根鋼絲。

在建筑貯池时，可以广泛地采用各种式样的薄壳，如双曲面薄壳等。双曲面薄壳是一种线性表面，故允許采用直线形的鋼絲束，这是它显得特別良好的地方。

必須注意，預应力鋼筋混凝土超靜定結構，是非常适合于采用装配式构件的。

而且，既可以将結構划分成大构件(梁、柱等)，也可以把結構划分成为长度不超过1米(在許多情况下)的小型构件。

采用这一类的构件时，就可以广泛地用工业化的方法来制造

构件，因而能够大大提高建筑物的质量。运输这种重量和长度都很小的构件毫无困难，即使在施工现场距制造建筑构件的企业甚远时也是如此。这种构件可以用起重量小的起重机来吊装。

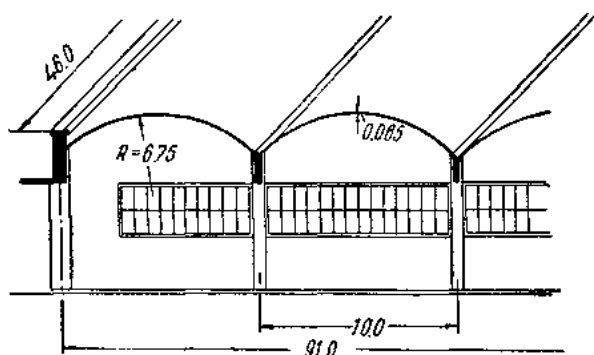


图 3 无中间支柱的汽车库薄壳屋顶

利用结构构件本身和结点部分所受到的压缩，可以使结构物具有较高的抗裂性和接合可靠性。

采用柔软的钢丝束，就可以根据弯矩符号的变化，将钢丝束自构件的某一区穿至另一区。同时，还可以解决有关承受主拉应力的问题（即使主拉应力很大时也能解决）。

通常，预应力钢筋混凝土超静定结构的配筋，是采用置于构件腹腔内或置于特别的钢筋槽孔中的钢丝束。

同时，到目前为止，对是否有必要用水泥砂浆来充填钢筋槽孔的问题，尚不十分清楚。

在最近这一次国际预应力钢筋混凝土会议上（1955年，荷兰阿姆斯特丹）⁽⁸⁾，对此问题给予了很大的注意。根据各研究机关进行的很详细的研究工作确定，用水泥砂浆充填钢筋孔道的意义，已经远远超出它原有任务（保护钢筋免于锈蚀）的范围。这些研究工作指出，当钢筋孔道没有用砂浆充填或充填得不够好时，结构的强度会降低20~30%。依据这一情况，用砂浆充填钢筋孔道是很必要的。

当鋼筋孔道的体积不大时, 应用稠水泥砂浆来充填, 当鋼筋孔道的体积很大时, 則应用专用的灌浆泵灌入水泥砂浆。

§ 2 計算預应力鋼筋混凝土超靜定 結構的基本原理

与計算預应力鋼筋混凝土靜定結構和普通鋼筋混凝土超靜定結構相比較, 計算預应力鋼筋混凝土超靜定結構具有一系列的特点。

在国外所采用的預应力鋼筋混凝土超靜定結構的計算方法, 通常都是根据容許应力, 并采用弹性均质体建筑力学的方法来求結構构件的内力。

下面简单地介紹一下按弹性阶段計算連續梁的方法⁽³⁰⁾。

預加应力鋼筋产生的压力会使梁发生变形。如梁是靜定支承的, 因为在支座处并未受到抵抗力, 上述的变形可以自由发生。

在超靜定支承的情况下, 受預加应力而产生变形但尚未加荷載的梁, 就会失去与支座的联系。以两跨連續梁为例, 如果將設置在靠近梁底的直线形鋼絲束拉紧, 該梁就向上拱起而离开中間支座(图4)。

为了保持支承条件(也即保持梁和各支点的联系)起見, 在中間支座处必需附加一起錨定作用的反向支点反力 B_N , 此力的大小应与产生挠度 δ_B 的力相等, 但符号相反(使梁中間拱起的部分下降)。此时, 在梁的两个边缘支座就产生 A 及 C 两个正向支座反力, 其值为 $+\frac{B_N}{2}$ (当 $l_1=l_2$ 及 $I=\text{常数}$ 时)。

两个外支座反力的大小发生变化, 自然就引起弯矩和剪力的变化。

將基本靜定体系(例如梁 AC) 中因預应力作用所产生的弯矩的大小用 M_N^0 表示, 即

$$M_N^0 = -N_{\pi} y_N \cong -N y_N \quad (1-1)$$

此值是将預加于結構的力和以重心为軸的力臂相乘而求得。

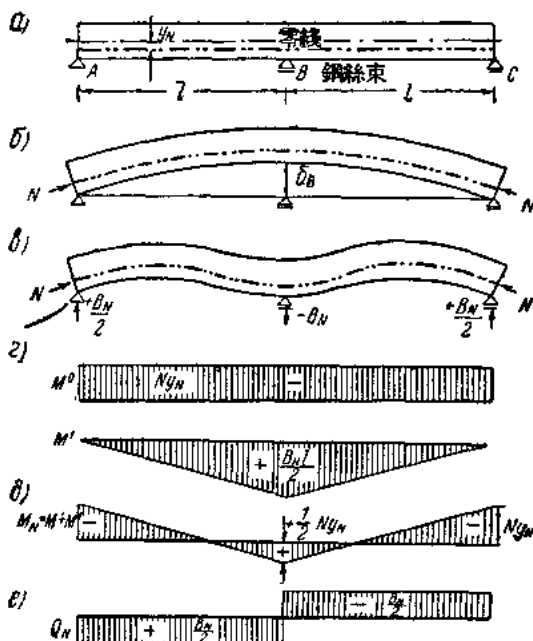


图 4 連續梁在弹性阶段的工作情况

如果 $N_H \cong N$, 則 M_N^0 图形和鋼絲束的位置相重合, 这 对于 不高的梁是允許的。

由于 支座反力发生变化, 則产生附加 支座弯矩, 有时則称为 派生弯矩。

由于 預加应力所引起的弯矩的总和等于

$$M_N = M_N^0 + M_N^1 \quad (1-2)$$

与此相适应地, 剪力就等于

$$Q_N = Q_N^0 + Q_N^1 \quad (1-3)$$

由 預加应力所产生的超靜定力, 可以象在其它荷載 (例如靜荷載和活荷載) 作用下所产生的超靜定力一样, 用下列各种方法求得: 力法、角变位法、力矩分配法以及影响线法等。

当采用力法时, 上述例子中的未知数是 B_N , 而 AC 梁在 N

及 B_N 作用下所产生的挠度 δ_B 应迭加起来。

当采用力矩法时，基本静定体系是由两个简支梁所组成。在这种情况下，未知数就是支座弯矩 M_{BN} ，此支座弯矩应根据下述条件来测定：在中間支座处由于 N 力所引起的支座截面旋轉角被消去，并且在中間支座处梁的弹性曲线的連續性和平滑性得到恢复。

因为 M_N^0 及 M_N' 图形的面积是已知的，則支座截面的旋轉角按莫尔圓求得，等于荷载为图形 $\frac{M}{EI}$ 的虚支座反力——简支梁 AB 在点 B 的反力，或简支梁 BC 在 B 点的反力。由于此法非常简单，所以較力法应用得更广泛。

采用克劳塞、卡尼等人的力矩分配法或轉角法时， M_N' 是按在每跨的两端均是刚性嵌固求出，然后与每跨的刚度成比例地分配到各跨的。此法通常是用于不等跨梁及高次静不定系統。

第四个方法是基于运用超静定結構的影响线，根据此影响线可以求出多余未知数的值。在求活荷载所产生的应力时，采用影响线和运用特制的表所得的结果相同，因此，影响线法是十分简单的方法。

由于在采用影响线时通常要求出定点的位置，因此，在大多数情况下，可以无须按給定的端部弯矩（鋼絲束的錨定端不在重心軸上所产生的弯矩）求出超静定力的值。

可以用改变鋼絲束的輪廓形状的方式，来改变由于預应力所引起的超静定力的值。当鋼絲束的位置自重心軸向一側有很大偏心距 y_N 时，超静定力的值特別大。在此情况下， M_N^0 的值甚大并且有单一的符号，如果將鋼絲束布置得使 M_N^0 弯矩图和 M_N' 弯矩图的形状相同，則超静定力等于零，因为整个梁的 $\frac{M_N}{EI}$ 图形的正值部分等于其负值部分，并且鋼絲束穿过中性軸。

这样布置的鋼絲束称为自由鋼絲束，或称为中立鋼絲束，因为在支座上对于变形沒有抵抗力，并且預应力亦不产生反力。

必須注意，按彈性階段計算接近于破壞荷載的荷重時，不能夠考慮到一系列實際存在的由於應力重分配所引起的影響。

按極限狀態的計算法⁽¹⁾已應用於計算預應力鋼筋混凝土結構。目前對預應力鋼筋混凝土超靜定結構工作情况也在進行研究。

探討按極限狀態計算鋼筋混凝土超靜定結構的理論時，必須將下面兩個獨立的問題區分開：結構構件在極限狀態下與彈性階段相比較的內力重分配，以及在所計算的斷面處由於有塑性變形而產生的應力重分配。

目前在蘇聯國內（在全蘇鋼筋混凝土研究院由A.A.格涅日捷夫領導）以及在国外（佛蘭生埃，哥依昂等人）⁽¹⁻⁷⁾，都進行了大量超靜定結構在極限狀態下內應力重分配的研究工作。

下面簡短地介紹一下這些研究工作已獲得的成果。

現在將在內力重分配時的收縮現象和蠕變現象暫時擱置不談，首先討論在結構物到達極限狀態之前，構件產生裂紋時所引起的種種現象。

下面將引用一些A.A.格涅日捷夫教授的一些研究成果，這些研究工作主要是在普通鋼筋混凝土結構上進行的。

儘管在結構中有預應力存在，其所採用的材料性質，混凝土與鋼筋的固着方法及可靠性等都有所改變，但產生內力重分配的原因和計算方法，對於普通鋼筋混凝土結構和預應力鋼筋混凝土結構來說，在原則上都是相同的。由於這一情況，就可以把對普通混凝土結構的研究成果概括起來應用於預應力鋼筋混凝土結構。但是亦不應忘記前面所說的那些使兩種結構產生顯著差異的因素，這些因素中的一部分將在下面幾章加以討論。

前述的應力重分配都是發生在鋼筋中的應力達到比例極限之後，特別是達到物理屈服極限（如果鋼筋具有此極限的話）之後。

以前，認為鋼筋混凝土結構中應力重分配的原因，是由於軟鋼筋（這種鋼筋在當時應用甚廣）發生屈服。但是較近期的研究

工作指出，产生应力重分配的最重要的原因是混凝土发生塑性变形和产生裂缝。

上述这点已为 C.M. 克雷洛夫所进行的对于两跨钢筋混凝土梁的实验所证明。这个试验是在 A.A. 格涅日捷夫教授指导下进行的。

并且还发现在支座弯矩达到极限值之后（此时裂缝更进一步地开展），支座弯矩就停止增加，而跨中弯矩就开始很快的增加（较弹性阶段计算增加的速度更快）。

C.M. 克雷洛夫已经提出了前述的弯矩重分配的计算方法。遗憾的是到目前为止，此方法只用于极少数的结构，因为，将它广泛地实际应用于各种结构计算尚为时过早，特别是某些钢筋在其应力最大的截面内，在应力尚未达到完全重分配之前就已经断裂了。

确定应力重分配的规律的各种方法（例如 B.H. 穆拉舍夫教授所提出的方法），都可以用来解释结构物在其各个工作阶段所出现的各种现象。

采用 B.H. 穆拉舍夫教授的理论，以及采用 C.M. 克雷洛夫的简化公式都要进行很繁复的计算。

同时，在许多情况下并没有必要进行这些计算。如果必须要考虑结构物的承载能力时，则采用极限平衡法较为有利。应用这个方法的基础就是无变形体系的平衡方程式，这样就对这个方法的普遍应用带来了某些限制。

结构物在其承载能力消失时，其变形非常巨大，以致在平衡方程式中不能忽略其几何量的改变，但是，这种情况还是极稀少的。

在采用极限平衡方法时，结构物被视作为这样的构件体系，这些构件在一定的已知力的作用下达至极限状态，亦即作用在其上的力量并不改变但变形继续发展，并且一直达于破坏。这就是说，如果超静定结构系中的每一个构件在极限状态下，能够符合既定的条件（通常是不改变该构件的极限条件），则极限平衡法

可以用来計算超靜定結構体系。仅容許这样地改变极限条件，即任何一个滿足原有极限条件的力也能符合改变后的极限条件。并且，此处所說的极限条件，就是指該构件达到在解析公式中所表示的极限条件。反过来说，如果在多次超靜定体系中，有某一个截面較其它构件先达到极限状态，此截面处的变形量达到足以使构件破坏的程度，或者是使其强度削弱（例如，由于鋼筋中有数根鋼絲断裂而削弱构件的强度），則极限平衡法就不可以採用。

如果結構体系中的全部构件都具有这样的性质，即在一定的变形量和变形性质的情况下，在极限状态时应消耗一定量的功，則运用极限平衡法来解决設計問題特別簡單。如果构件具备上述的性质，則可以假定地称之为塑性构件。鋼筋混凝土結構可以近似地視為符合上述的条件。

确定超靜定体系承重能力的极限平衡法，其基本原理是由 A.A.格涅日捷夫所拟定的⁽¹⁾。現将其基本原理解析地表示如下。

設在超靜定結構上作用两种荷載，一种是靜荷載，第二种是与某参数 P 成比例的荷載，此荷載的极限值就表示結構的承载能力。現在来观察一下，达到极限状态的构件的位置的各种組合情况，此时，結構体系中各点所产生的位移，仅是由于达到极限状态的构件的变形增加。

先算出結構体系在符合上述构件位置可能产生的位移之下，各构件由于变形而消耗的功 T 。根据条件將結構体系中的全部构件都假定为塑性构件，因此，上述的功的值通常是可以求出的。然后还要計算在同一可能位移的情况下，由靜荷載所做的功 gT_g ，及活荷載所作的功 PT_p 。

將外力所作的功与結構体系中各构件所消耗的能相等，可以写出，

$$PT_p + gT_g = T \quad (1-4)$$

公式中 T_p 及 T_g ——单位荷載所作的功。

由此公式可以求出参数

$$P = \frac{T - gT_g}{T_p}$$

及与之相对应的活荷载值。

在求承载能力的上限时，仅在处于极限状态，即符合 $T > 0$ 的构件的位置才具有意义。按此条件求出的 P 力的相当值用 $P^{(+)}$ 表示。

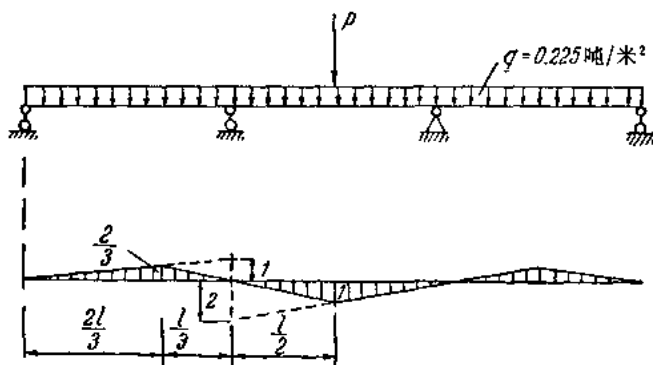


图 5 在极限状态时的連續梁

A.A. 格涅日捷夫指出承载能力的上限 P 具有下列性质：

a) 它等于 $P^{(+)}$ 全部可能值中的最小值，即 $P = P_{\text{最小}}^{(s)}$ ；

b) 它等于能够满足结构体系中一切构件的平衡条件和极限条件的全部 $P^{(s)}$ 值中的最大值，即 $\bar{P} = P_{\text{最大}}^{(s)}$ 。

用上述方法，可以在许多情况下很简便地求出超静定体系的承载能力。

A.A. 格涅日捷夫引用了一个三跨連續梁的计算来作为运用上述方法的计算实例。此連續梁的試驗是由 Г. 馬里耶尔 进行的 (图 5) ⁽⁸⁾。

鋼絲束的裂断力是 91 吨。

在連續梁失去承载能力时，其受压区的高度是 8 厘米。

与此相对应，当梁在跨中弯曲向下及弯曲向上时，内力偶的

力臂等于37及9厘米。前述的值相当于跨中极限弯矩为：正弯矩 $91 \times 0.37 = 33.67$ 吨米，负弯矩为 $91 \times 0.09 = 8.19$ 吨米。梁的自重等于0.225吨/米。

此梁在中間跨的中央有一个集中荷载。此梁的某些先决条件就是在于选择梁的断裂的可能形式。在此例中，此梁断裂的可能形式是根据試驗資料来选择的。在缺乏这种試驗資料的情况下，可以将按弹性阶段計算所得的最大弯矩处，近似地作为梁的断裂点。这样就可能使計算出的梁的承载力，較梁的真正承载力稍大，因此，需要将第一次算出的近似值加以修正。

根据上述理由，在本例子中将梁的断裂点采取为荷载作用处，以及在边跨距中間支点三分之一跨距处。用图5中的变位图，写出作功的方程式为：

$$\begin{aligned}
 P \times 1 + 0.225 \left(\frac{20}{3} \times 1 \times \frac{1}{2} - 2 \times \frac{20}{3} \times \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} \right) \\
 = 2 \times \frac{3}{10} \times 33.67 + 2 \times 1 \times \frac{9}{20} \times 8.19
 \end{aligned}$$

由上式算得 $P = 27.82$ 吨。

試驗得的破坏力等于27吨。在此例中，試驗資料与按极限状态計算所得結果間的誤差仅为3%。

上述的結果表明，利用极限状态法可以获得非常接近于实际的超靜定结构的受力情况。在确定超靜定结构的承载力时，利用上述的极限状态法，就可以很成功地充分利用结构中建筑材料的强度。

前述由A.A.格涅日捷夫所提出的方法，可以用来計算形状复杂的超靜定结构（例如多层刚架）。

在計算連續梁的情况下，全部計算都很简单，都是利用简单的公式按极限状态来进行計算。

为了更清楚地表达出这些公式的来源起見，我們来研究，当增加作用在連續梁的边跨及中間跨的荷载时将会产生何种現象。

首先，我們研究一个中間各跨长均相等的多跨連續梁，此連

續梁沿全长都是相等的矩形截面（图6, a 及 b ）。

并且，我們还假定此梁的支点截面和跨中截面均配以同样的鋼絲束，此鋼絲束在支点处和跨中的偏心距相等但符号相反（图6, a ）。当荷载量不大并且还不超过梁材料的弹性极限时，此梁的弯矩图形，近似于建筑力学中一般方法所算出的弯矩图形（图6, c 及 d ）。

在此情况下，离梁端較远的各跨，其弯矩图形近似于两端嵌固梁的弯矩图形。当荷载增加到 q_1 时，支座弯矩就达到极限值 M_1^{np} （图6, d 及 e ）。更进一步增加荷载时，支座弯矩則增加很少，实际上可以忽略不計。在弯矩值固定的情况下，可以使断面繞之发生相对旋轉的点称为塑性铰。此时，跨中弯矩仍继续迅速增加，一直增加到跨中截面达到极限值 M_2^{np} 为止（图6, g 及 g ）。在本例中，由于跨中和支座处截面的强度都相等，故 $M_1^{np} = M_2^{np} = \frac{q_2 l^2}{16}$ 。使荷载增加到大于 q_2 是不可能的，因为，此时变形增加

得很快，变形量已超过結構物正常使用的容許数值，而在跨中和支座处有塑性铰的梁整个变为几何可变体系。

在連續梁的最边跨的情况与上述情况完全相似。在极限状态下由于均布荷载所产生的弯矩图形載于图6 u 中。此图形是通过将支座弯矩和跨中弯矩相平衡的办法而作出的。

其它种荷载的弯矩图的作法与此相类似，不另贅述。

在承受作用在不同平面中的弯矩的复杂結構中，以及在四面支承板中，会产生一种线状的铰，这种线状铰的作用的一般情况，类似于前述連續梁中的塑性铰（图7）。关于这个问题在第四章中将予以更詳細的討論。

必須注意，除前述的連續梁以外，我們对于很多結構物在极限状态下的工作情况都是不完全了解的。并且，在結構构件的截面、刚度、配筋率及其它特征等具有一定关系的条件下，內力的完全平衡可能是达不到的。在这样的情况下，就应该按弹性阶段进行計算。